

Zum Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung

Der Fakultät für Ingenieurwissenschaften,
Abteilung Bauwissenschaften
der Universität Duisburg-Essen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
vorgelegte und genehmigte

DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. Markus Aldejohann
aus Krefeld

Essen 2008

Dipl.-Ing. Markus Aldejohann

Geboren 1974 in Krefeld. Von 1995 bis 2001 Studium des Bauingenieurwesens an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Von 2001 bis 2002 Tragwerksplaner in der Technischen Abteilung der Philipp Holzmann AG in Düsseldorf. Von 2002 bis 2004 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt. Seit 2004 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen.

Referent:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held
Korreferent:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling
Tag der Einreichung:	13.06.2008
Tag der mündlichen Prüfung:	29.09.2008

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt und am Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen.

Die durchgeführten Versuche und ein Großteil der Forschungsarbeiten wurden finanziell durch die Cobiax Technologies AG unterstützt. Dafür sowie für die stets gute Zusammenarbeit sei an dieser Stelle vielmals gedankt.

Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held danke ich herzlich für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung während meiner gesamten Tätigkeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling danke ich sehr für die Übernahme des Korreferats und für sein Interesse an meiner Arbeit.

Danken möchte ich meinen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Massivbau. Die gute und freundschaftliche Zusammenarbeit hat wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Zahlreiche Studenten haben im Rahmen von Diplom- und Vertieferarbeiten Beiträge zur vorliegenden Arbeit geleistet, wofür ich mich an dieser Stelle herzlich bedanke.

Danken möchte ich schließlich meiner Familie und insbesondere meiner Frau Claudia für ihre liebevolle Unterstützung während meiner gesamten Studien.

Essen, im Oktober 2008

Markus Aldejohann

INHALTSVERZEICHNIS

VORWORT	V
KAPITEL 1 EINLEITUNG	1
1.1 ALLGEMEINES	1
1.2 PROBLEMSTELLUNG.....	3
1.3 ZIELE UND INHALT DER ARBEIT.....	4
KAPITEL 2 STAND DER FORSCHUNG	7
2.1 STAHLBETONBAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	7
2.1.1 Zahnmodelle	8
2.1.2 Bogen-Zugband-Modelle	9
2.1.3 Halbempirische und empirische Modelle.....	12
2.2 QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON HOHLPLATTEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG.....	15
2.2.1 Einachsige Hohlkörperdecken	15
2.2.2 Zweiachsige Hohlkörperdecken.....	17
2.3 STAHLBETONBAUTEILE MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG	18
KAPITEL 3 VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN ZWEIACHSIGER HOHLKÖRPERDECKEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	21
3.1 ALLGEMEINES	21
3.2 VERSUCHSBESCHREIBUNG UND VERSUCHSAUFBAU	21
3.2.1 Versuchskörper mit Kugeldurchmesser $D_{HK}=36\text{cm}$, $h=45\text{cm}$ (Serie I)	24
3.2.2 Versuchskörper mit Kugeldurchmesser $D_{HK}=18\text{cm}$, $h=25\text{cm}$ (Serie II)	24
3.2.3 Geometrie und Bewehrung der Versuchskörper	26
3.2.4 Versuchsaufbau	26
3.3 BAUSTOFFE UND BAUSTOFFPRÜFUNGEN	28
3.4 MESSTECHNIK.....	30
3.4.1 Messung der Mittendurchbiegung.....	30
3.4.2 Dehnungsmessung.....	30
3.4.3 Setz-Dehnungs-Messung.....	31
3.4.4 Weitere Messungen mittels Wegaufnehmern	32
3.4.5 Rissbreitenmessung.....	32

3.5	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND VERSUCHSERGEBNISSE.....	33
3.5.1	Referenzversuch Serie I	33
3.5.2	Hohlkörperversuche Serie I.....	38
3.5.3	Referenzversuch Serie II	47
3.5.4	Hohlkörperversuche Serie II	50
3.6	ERLÄUTERUNG UND BEWERTUNG DER ERGEBNISSE.....	56
KAPITEL 4 FINITE ELEMENTE UNTERSUCHUNGEN.....		59
4.1	ALLGEMEINES	59
4.2	GRUNDLAGEN	60
4.2.1	Rechenkonzepte	60
4.2.2	Nichtlineares Materialverhalten	62
4.2.3	Verwendete Elemente	75
4.2.4	Iterationsverfahren	76
4.3	UNTERSUCHUNG DURCHGEFÜHRTER VERSUCHE MITTELS FEM.....	78
4.3.1	Zusammenstellung der Ergebnisse.....	79
4.4	PARAMETERSTUDIE MITTELS FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNGEN	90
4.4.1	Variation des a/d -Verhältnisses für $a/d < 3,0$	91
4.4.2	Kugelabstand quer und längs zur Tragrichtung	94
4.4.2.1	Variation des Kugelabstandes in Querrichtung	94
4.4.2.2	Variation des Kugelabstandes in Längsrichtung.....	98
4.4.3	Variation c_o/x_D -Verhältnis	103
4.4.4	Variation der Betongüte	105
KAPITEL 5 ZWEIACHSIGE HOHLKÖRPERDECKEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG, AUSWERTUNG UND BEMESSUNGSMODELL.....		109
5.1	ALLGEMEINES	109
5.2	GRUNDLAGEN	109
5.3	BEMESSUNGSKONZEPT.....	112
5.3.1	Druckzonentraganteil	112
5.3.2	Dübelwirkung.....	113
5.3.3	Rissuferverzahnung.....	116
5.4	AUSWERTUNG UND PARAMETERSTUDIE	121
5.4.1	Vergleich mit Versuchen aus der Literatur	121
5.4.2	Vergleich mit Hohlkörperversuchen und FE-Berechnungen	123
5.4.3	Parameterstudie	126
5.4.4	Vereinfachter Ansatz.....	129

KAPITEL 6 ZWEIACHSIGE HOHLKÖRPERDECKEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG	135
6.1 VORÜBERLEGUNGEN	135
6.2 VERSUCHSPROGRAMM.....	135
6.3 BAUSTOFFPRÜFUNGEN.....	139
6.4 MESSTECHNIK.....	139
6.5 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND AUSWERTUNG	143
6.5.1 Allgemeine Auswertung.....	143
6.5.2 Photogrammetrische Messungen	147
6.5.3 Last-Verformungs-Verhalten	150
6.5.4 Zusammenfassung der Versagenslasten.....	151
6.6 AUSWERTUNG VON FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNGEN.....	152
6.7 INGENIEURMODELL.....	156
6.7.1 Referenzversuche D1.1 und D1.2	156
6.7.2 Versuche D2.1 und D2.2 bzw. D3.1 und D3.2	157
6.7.3 Versuche D4.1 und D4.2	165
6.8 VEREINFACHTES BEMESSUNGSKONZEPT	166
KAPITEL 7 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	171
7.1 ZUSAMMENFASSUNG	171
7.2 AUSBLICK	174
LITERATURVERZEICHNIS.....	175
 ANHANG A	
VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN ZWEIACHSIGER HOHLKÖRPERDECKEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	A1
 ANHANG B	
AUSWERTUNG DES QUERKRAFTBEMESSUNGSANSATZES FÜR BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG.....	B1
 ANHANG C	
ZWEIACHSIGE HOHLKÖRPERDECKEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG	C1

Bezeichnungen und Abkürzungen

Die hier aufgeführten Bezeichnungen und Abkürzungen werden in dieser Arbeit verwendet. An dieser Stelle nicht verzeichnete Symbole werden bei ihrem erstmaligen Auftreten im Text erläutert.

Normen:

DIN 1045-1	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
DIN 1045-2	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Juli 2001, Berichtigung Juni 2002.
DIN EN 206-1	Beton Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Juli 2001.
DIN 1048, Teil 5:	Prüfverfahren für Beton, Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Juni 1991.

Kleine lateinische Buchstaben:

a	Abstand Auflager-Lasteinleitung
a_D	Druckstrebenbreite
a_{HK}	lichter Hohlkörperabstand
b	Querschnittsbreite
b_w	kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone
c_o	Betonüberdeckung oberhalb der Hohlkörper
d	statische Nutzhöhe / Tag
f_y	Fließgrenze des Bewehrungsstahls
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
h	Höhe des Querschnitts
k_{HKD}	Korrekturfaktor zur Traglastermittlung der Hohlkörperdecke
k_x	dimensionsloser Beiwert zur Ermittlung der Druckzonenhöhe
l	Längsbewehrung
l_{ch}	charakteristische Länge der Bruchprozesszone
n	Verhältnis der E-Moduli E_s/E_c
s_{HK}	Hohlkörper-Achsabstand

v	Rissgleitung
v_A	Rissversatz an Bauteilunterseite
w	Rissbreite
x	Laufvariable
x_D	Druckzonenhöhe
z	Hebelarm der inneren Kräfte

Große lateinische Buchstaben:

A	Fläche
A_{HKD}	Betonquerschnittsfläche der Hohlkörperdecke
A_{MD}	Betonquerschnittsfläche der Massivdecke
A_s	Biegezugbewehrung
BZ	Biegezugfestigkeit
D_{HK}	Hohlkörperdurchmesser
F	Kraft
G	Schubmodul
G_c	Druckbruchenergie
G_f	Zugbruchenergie
HK	Hohlkörper
HKD	Hohlkörperdecke
I	Flächenmoment 2. Grades (Flächenträgheitsmoment)
l	Stützweite des Trägers / Längsbewehrung
M	Biegemoment
MD	Massivdecke
N	Normalkraft
P	Vorspannung / Pressenkraft
S	Flächenmoment 1. Grades
V	Querkraft / Versuch
V_c	Betontraganteil der Druckzone
V_{cr}	Querkrafttraganteil durch Rissuferverzahnung
$V_{Dü}$	Querkrafttraganteil durch Dübelwirkung der Längsbewehrung
$V_{r,ct}$	Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
$V_{r,max}$	Druckstreben tragfähigkeit
Z_s	Zugkraft im Bewehrungsstahl

Griechische Buchstaben:

α	Öffnungswinkel / Neigung der Querkraftbewehrung
α_c	Abminderungsfaktor der Druckstreben tragfähigkeit
β	Schubreduktionsfaktor
Δ	Differenzwert
ε_c	Betondehnung
ε_s	Stahldehnung
γ	Teilsicherheitsbeiwert

η	Abminderungsbeiwert für Leichtbeton
κ	Maßstabsfaktor
ζ	z/d : Beiwert für den Hebelarm der inneren Kräfte
θ	Druckstrebenneigung
ρ	geometrischer Bewehrungsgrad
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
ξ	x/d : Beiwert der Druckzonenhöhe

Indizes:

Index c	Beton
Index cr	Risszustand / Beanspruchung im Riss
Index cube	Würfel
Index d	Designwert
Index HK	Hohlkörper
Index HKD	Hohlkörperdecke
Index k	charakteristisch
Index m	Mittelwert
Index MD	Massivdecke
Index n	netto
Index p	Vorspannung
Index s	Betonstahl
Index t	Zugfestigkeit
Index u	Versagenszustand
Index w	Würfel / Querkraftbewehrung

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Allgemeines

Zweiachsige Hohlkörperdecken sind Stahlbetondecken mit innenliegenden rotations-symmetrischen Hohlkörpern. Durch die Hohlkörper wird das Eigengewicht der Decke deutlich reduziert, und lastweiterleitende Bauteile erfahren geringere Belastungen. Somit lassen sich filigranere Konstruktionen mit größeren Spannweiten und einer reduzierten Anzahl unterstützender Bauteile realisieren.

Durch den homogenen Aufbau und die Verwendung rotationssymmetrischer Hohlkörper wird eine für beide Haupttragrichtungen identische Tragfähigkeit erzielt. Dies ist ein wesentlicher Vorteil im Vergleich zu einachsigen Hohlkörperdecken, da allein durch einen zweiachsigen Lastabtrag freie Deckenkonstruktionen wie beispielsweise Flachdecken hergestellt werden können.

Etwa 60% des Betonvolumens im allgemeinen Hoch- und Industriebau werden in horizontalen Bauteilen - also Decken - eingesetzt. Durch die Reduzierung des Decken-Betonvolumens wird neben den beschriebenen Vorteilen für die Tragkonstruktion ein wesentlicher Beitrag zur Kosten- und Ressourceneinsparung geleistet.

Derzeit werden in der Praxis zweiachsige Hohlkörperdecken mit tonnenartigen Hohlkörpern sowie mit kugelförmigen Hohlkörpern verwendet.

Abbildung 1.1 zeigt ein System mit tonnenartigen Hohlkörpern, welche in Form einer Wabenstruktur angeordnet werden. Bei diesem System lassen sich Volumenreduzierungen um bis zu 30% realisieren. Zur Übertragung von Schubkräften zwischen der Längs-

bewehrung und der Druckzone sind bei diesem System so genannte Schubleitern erforderlich.



Abbildung 1.1: Hohlkörperdecke mit tonnenartigen Hohlkörpern (System Beeplate)

Bei den zweiachsigen Hohlkörperdecken mit Hohlkugeln wird eine Volumenreduzierung von bis zu 35 % erzielt. Es werden zwei Ausführungskonzepte unterschieden. Bei dem einen Konzept werden die Hohlkörper unmittelbar zwischen der statisch erforderlichen oberen und unteren Bewehrungslage verlegt. Anschließend werden beide Bewehrungslagen mit Hilfe von Gitterträgern miteinander verschweißt. Hierdurch werden die Hohlkörper in ihrer Lage fixiert. Es entsteht ein zusammenhängendes „Paket“ aus tragender Bewehrung und Verdrängungskörpern.

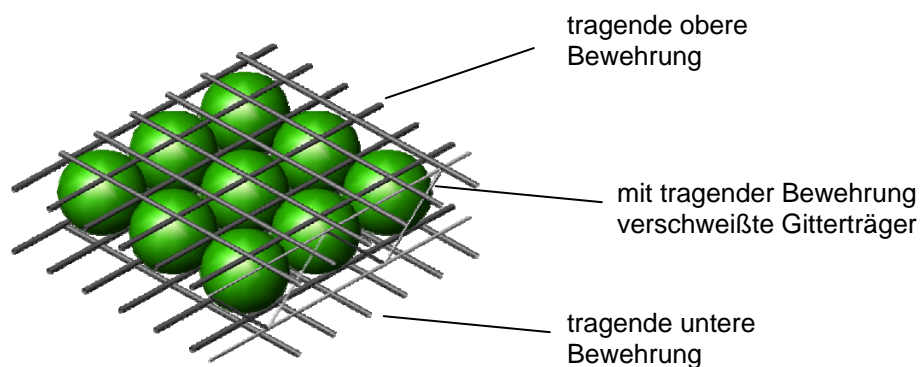


Abbildung 1.2: Hohlkörper und tragende Bewehrung (System BubbleDeck)

Bei dem zweiten Konzept, dem Modulkonzept, steht im Vordergrund, die Verdrängungskörper von der tragenden Bewehrung loszulösen. Die Hohlkörper werden durch konstruktive Bewehrungskörbe in ihrer Lage gehalten, ein Verschweißen mit der tragenden Bewehrung zur Lagesicherung der Hohlkörper ist nicht erforderlich. Die

Bewehrungskorbmodule werden im Fertigteilwerk oder vor Ort auf die untere Bewehrung aufgesetzt, anschließend kann die obere Bewehrung wie bei der herkömmlichen Massivbauweise verlegt werden. Die Bewehrungskorbmodule können hierbei als Unterstützungen zwischen unterer und oberer Bewehrung dienen.

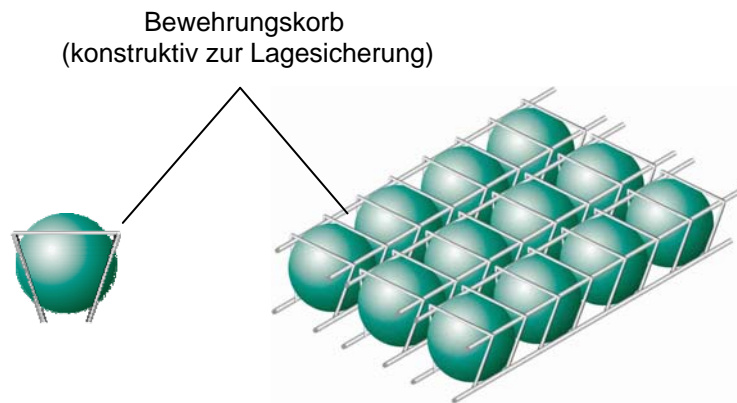


Abbildung 1.3: Einzelbewehrungskorbmodul (l.), Mehrfachmodul (r.), (Fa. cobiax)

Diese Hohlkörperdecken werden in der Praxis sowohl als teilvorgefertigte Decken mit Ortbetongergänzung als auch als reine Ortbetonlösungen ausgeführt.

Die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit wurden an zweiachsigen Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern durchgeführt.

1.2 Problemstellung

In der Vergangenheit wurde die Tragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken im Wesentlichen in Bezug auf die Biegetragfähigkeit und das Durchbiegungsverhalten erforscht (Pfeffer [PFE01]). Darüber hinaus untersuchte Pfeffer das Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken innerhalb von Durchstanzbereichen und ermittelte die Durchstanztragfähigkeit verglichen mit der Durchstanztragfähigkeit einer Massivdecke.

Neben den von Pfeffer durchgeführten Untersuchungen sind das Querkrafttragverhalten und die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken von großem Interesse.

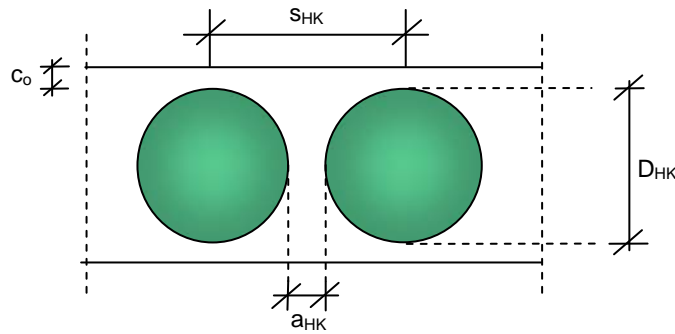


Abbildung 1.4: Bezeichnungen Hohlkörperdecke, minimale „Stegbreite“

Europäische Stahlbetonnormen wie beispielsweise der Model Code 1990 [CEB91], der Eurocode 2 [EC2] oder die DIN 1045-1 [DIN1045-1] sehen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung die Verwendung der minimalen Stegbreite in der Zugzone vor. Die minimale Stegbreite der Hohlkörperdecke entspricht dem Kugelabstand a_{HK} der Kugeln untereinander (vgl. Abbildung 1.4). Bei Anwendung dieser Bemessungsregel beträgt die rechnerische Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken etwa 10 % der Querkrafttragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke.

Im Gegensatz zu Bauteilen mit einer über die Bauteilhöhe und Bauteillänge konstanten Stegbreite liegt bei der zweiachsigen Hohlkörperdecke diese Querschnittsschwächung nur punktuell vor. In Bauteillängsrichtung sowie über die Bauteilhöhe vergrößert sich die Breite des Restquerschnitts deutlich, was eine Querkrafttragfähigkeitssteigerung bewirkt. Da dieser Einfluss durch die derzeit gültigen Regelungen nicht erfasst wird, sind weiterführende Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken erforderlich.

1.3 Ziele und Inhalt der Arbeit

Die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken wurde bislang nicht hinreichend untersucht. Die den Normen zugrunde liegenden Bemessungsgleichungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung sind grundsätzlich auch bei zweiachsigen Hohlkörperdecken anwendbar. Die besondere Geometrie dieser Decken findet hierbei jedoch keine Berücksichtigung, wodurch die Tragfähigkeit sehr konservativ und unwirtschaftlich berechnet wird. Ziel der vorliegenden Arbeit ist daher, die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Stahlbeton-

Hohlkörperdecken mit und ohne Querkraftbewehrung zu ermitteln sowie ein Bemessungskonzept zum Querkrafttragverhalten dieser Decken anzugeben.

Die Arbeit gliedert sich in folgende Abschnitte:

In Kapitel 2 wird der aktuelle Stand der Forschung zum Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung wiedergegeben.

Da Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit und zum Querkrafttragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken bislang nicht vorlagen, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Versuche an Platten ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Diese Ergebnisse werden in Kapitel 3 zusammengefasst.

Die Versuche wurden anschließend mit Hilfe von dreidimensionalen physikalisch-nicht-linearen Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert. Der Einfluss weiterer Parameter auf die Tragfähigkeit wurde anhand einer Parameterstudie überprüft. Die Auswertung dieser Untersuchungen wird in Kapitel 4 vorgestellt.

In Kapitel 5 wird schließlich basierend auf den Erkenntnissen aus den Kapiteln 2 bis 4 ein Bemessungskonzept entwickelt, und es wird ein Ingenieurmodell abgeleitet.

Kapitel 6 beinhaltet die Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung. Hierbei wurden Versuche zur Ermittlung der Druckstreben Tragfähigkeit durchgeführt und anschließend durch dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert. Die Druckstreben Tragfähigkeit und die Wirksamkeit der Querkraftbewehrung wurden nachgewiesen. Abschließend wird ein Bemessungskonzept zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von zweiachsigen Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung vorgestellt.

Kapitel 2

Stand der Forschung

2.1 Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung

In der Literatur finden sich diverse Ansätze zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Es können drei wesentliche Traganteile herausgearbeitet werden, die bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung von Bedeutung sind:

1. Traganteil in der Betondruckzone (V_c)
2. Traganteil aus Rissuferverzahnungen (Rissgleitung / Rissöffnung) (τ_{cr} , σ_{cr})
3. Traganteil infolge Dübelwirkung der Biegezugbewehrung ($V_{Dü}$)

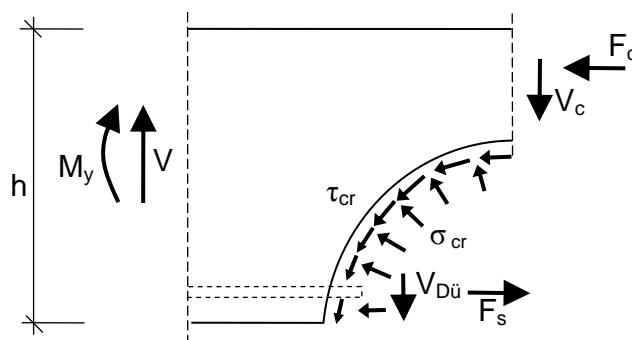


Abbildung 2.1: Einzelkomponenten, Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Die Wirkungsweise dieser Einzeltraganteile wurde in der Literatur anhand von Kleinversuchen analysiert (Baumann [BAU72], Fenwick/Paulay [FEPA68], Kani

[KAN64] [KAN66] [KAN67], Walraven [WAL80] [WAL90] u.v.a.). Zur Ermittlung der Gesamttragfähigkeit wird in der Regel ein Gesamtmodell verwendet, bei dem die gegenseitige Beeinflussung der Einzeltraganteile Berücksichtigung findet.

Nachfolgend werden verschiedene Modelle zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit aufgeführt. Den Einzeltraganteilen wird durch die jeweiligen Modelle eine unterschiedliche Bedeutung zugewiesen.

2.1.1 Zahnmodelle

Zahnmodelle basieren auf der Annahme eines idealisierten Biegeschubrissbildes. Zwischen zwei Biegeschubrissen bildet sich ein „Betonzahn“ aus. Kani entwickelte das Modell des in der Druckzone eingespannten Betonzahns. Seinem Modell entsprechend wirkt dieser Betonzahn wie ein eingespannter Kragarm, in den aufgrund eines veränderlichen Moments Differenzzugkräfte eingeleitet werden. Hierdurch erfährt der Betonzahn eine Biegebeanspruchung, aus welcher eine Rotation des Risses resultiert. Bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons fallen die Betonzähne nacheinander aus. Die Belastung kann dann nur noch durch die Ausbildung eines Sprengwerks aufgenommen werden.

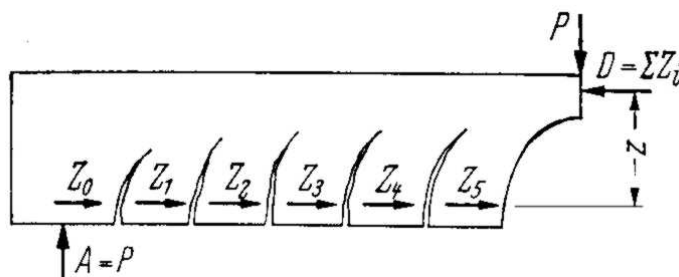


Abbildung 2.2: Zahnmodell nach Kani [KAN64]

Das Modell von Kani weist einen wesentlichen Unterschied zu aktuellen Modellen (Fenwick und Paulay [FEPA68], Taylor [TAY72], Hamadi und Regan [HARE80], Reineck [REI90] u.a.) auf. Die Tragfähigkeit des gerissenen Querschnitts wird ausschließlich auf die Biegetragfähigkeit des Betonzahns und die Tragfähigkeit der Betondruckzone zurückgeführt. Traganteile wie Rissuferverzahnung und Dübelwirkung bleiben unberücksichtigt. Fenwick/Paulay konnten jedoch nachweisen, dass diese Traganteile einen nicht zu vernachlässigenden Beitrag zur Gesamttragfähigkeit liefern.

Sämtliche Zahnmodelle haben gemeinsam, dass zunächst eine Annahme über die Riss- und somit Zahngeometrie getroffen werden muss. In der Regel kann die Rissgeometrie durch eine polynomische Funktion angenähert werden.

Bei den Modellen von Reineck und Fenwick/Paulay steht der Traganteil der Rissreibung oder Rissuferverzahnung als dominierende Tragwirkung im Vordergrund. Die Modellvorstellung von Reineck sieht vor, dass die Differenzkraft in der Zugzone zunächst so lange durch die Einspannung des Betonzahns in der Druckzone aufgenommen werden kann, bis die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird und der Riss rotiert. Die hierdurch hervorgerufene gegenseitige Verschiebung der Rissufer bewirkt die Aktivierung einer Rissuferverzahnung, wodurch der Ausfall der Einspannwirkung kompensiert werden kann. Fällt die Rissuferverzahnung sukzessive infolge fortschreitender Rissöffnung aus, so ist die Tragfähigkeit erreicht.

Reineck weist in seinem Modell bis zu 60% der Querkrafttragfähigkeit allein der Rissuferverzahnung zu.

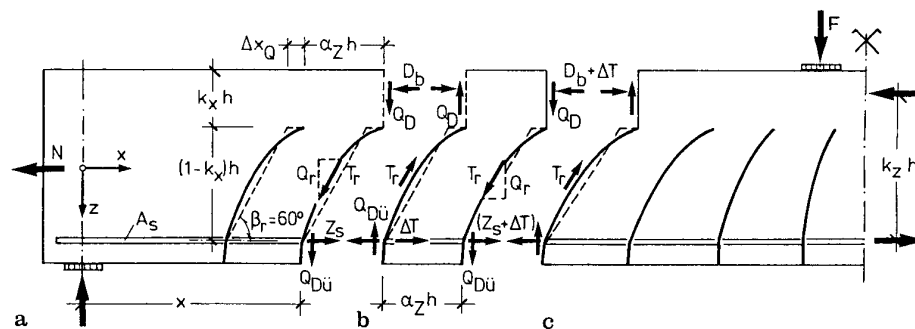


Abbildung 2.3: Zahnmodell nach Reineck [REI90]

Im Gegensatz zu diesen Auswertungen haben theoretische Untersuchungen von Görtz [GÖR04] gezeigt, dass durch den Ansatz von Reineck der Dübeltragwirkungsanteil unterschätzt und der Traganteil der Rissuferverzahnung insbesondere im Vergleich mit der Bedeutung des Druckzonentraganteils überschätzt wird.

2.1.2 Bogen-Zugband-Modelle

Das Tragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird von Leonhardt [LEO62] durch ein Bogen-Zugband-Modell definiert. Hierbei stützt sich eine schräge

Betondruckstrebe, ausgehend von der Lasteinleitung, direkt gegen das Auflager ab. Die hieraus am Auflager resultierende horizontale Zugkraft wird durch die untere Längsbewehrung aufgenommen.

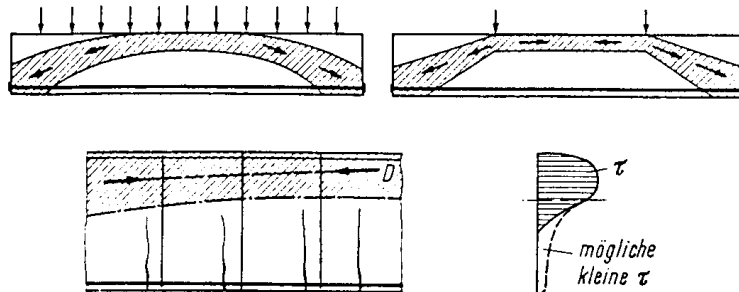


Abbildung 2.4: Bogen-Zugband-Modell nach Leonhardt [LEO62]

Die Ausbildung einer Bogen-Zugband-Tragwirkung hängt maßgeblich von der Bauteilgeometrie ab. Bei Bauteilen mit einer geringen Schubschlankheit von $a/d < 2,5$ kann sich ein direktes Sprengwerk zwischen Lasteinleitung und Auflager einstellen. Bei großen Schubschlankheiten ab $a/d \sim 4,0$ ist die Ausbildung eines Bogen-Zugband-Modells nicht mehr möglich, da die schrägen Betondruckstreben zu flach geneigt verlaufen.

Theoretisch betrachtet tritt das Versagen bei einem Sprengwerk erst ein, wenn entweder die Zugfestigkeit der Bewehrung oder die Tragfähigkeit der Betondruckzone erreicht wird. Tatsächlich wird diese Tragfähigkeit nicht erreicht, da der Schubriss vorzeitig die Druckzone durchtrennt. Zink [ZIN99] zufolge hängt die Tragfähigkeitssteigerung des Bogen-Zugband-Modells nach der Versagensrissbildung maßgeblich von dem System selbst (Spannweite, Symmetrie der Lasteinleitung, Bewehrungsgrad, Art der Vorspannung) und nicht von der Querschnittsgeometrie ab. Entsprechend ist für Zink die Entstehung des Versagensrisses das entscheidende Versagenskriterium. Der über die Versagensrisslast hinausgehende Traganteil des Bogen-Zugbands wird aufgrund des instabilen Rissfortschritts nicht bestimmt.

Kani [KAN67], Fischer [FIS97] und Görtz [GÖR04] sehen daher in dem Bogen-Zugband-Tragverhalten ein sekundäres Tragverhalten, welches sich erst einstellt, wenn wesentliche Tragkomponenten (Dübelwirkung der Längsbewehrung, Rissuferverzahnung des Schubrisses) fast oder vollständig ausgefallen sind. Für Fischer ist der Ausfall der Dübelwirkung das maßgebende Kriterium, um durch eine mit der Dübelrissbildung einhergehende Verformungszunahme und durch eine Rotation der Rissufer um die

Risspitze die Ausbildung eines Druckbogens mit Zugband überhaupt erst zu ermöglichen.

In der Literatur finden sich neben den klassischen Bogen-Zugband-Modellen auch erweiterte oder kombinierte Modelle wie das Modell von Specht/Scholz [SPSC95].

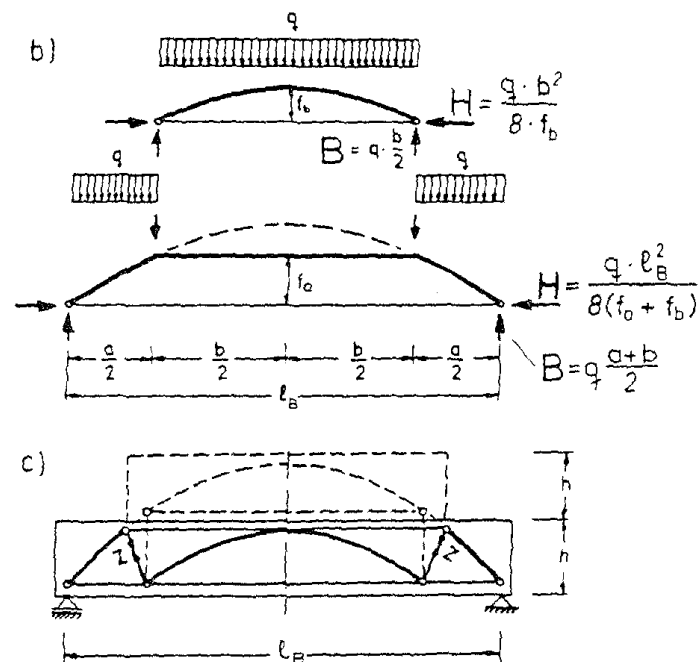


Abbildung 2.5: Bogen-Fachwerkmodell nach Specht [SPSC95]

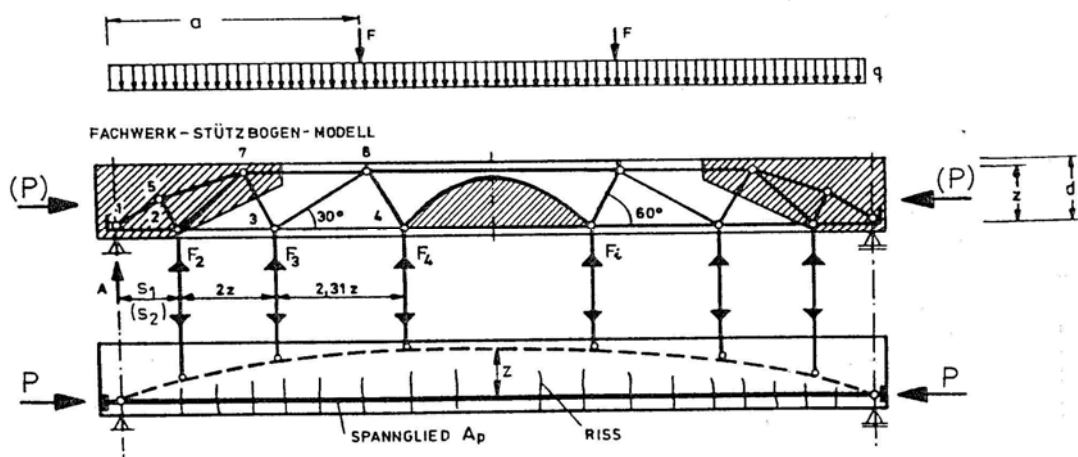


Abbildung 2.6: Kombiniertes Bogen-Fachwerkmodell nach Specht [SPSC95]

Hierbei folgt die Bogentragwirkung für eine Gleichstreckenlast der umgedrehten Kettenlinie, wodurch in dem Druckbogen eine reine Druckbeanspruchung ohne zusätzliche Biegebeanspruchung vorliegt.

Bei großen a/d -Verhältnissen kann sich der Druckbogen nicht unmittelbar zwischen Lasteinleitung und Auflager ausbilden. Es resultiert eine Kettenlinie, die oberhalb des Bauteils verlaufen würde (vgl. Abbildung 2.5). Dieser Anteil der Kettenlinie wird „abgeschnitten“ und in das Bauteil zurück verschoben. Die verbleibenden Druckbögen müssen dann durch eine Aufhänge-Querkraftbewehrung verbunden werden. Es resultiert eine kombinierte Tragwirkung aus einem Fachwerk und einem Druckbogen.

2.1.3 Halbempirische und empirische Modelle

Halbempirische Modelle

Die Komplexität des Zusammenwirkens der Einflussparameter auf das Querkrafttragverhalten und die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung führt dazu, dass die bislang existierenden rein mechanischen Modelle nicht allgemeingültig sind und somit das Tragverhalten und die Tragfähigkeit nicht umfassend beschreiben.

Daher wurden zwei Arten so genannter halbempirischer Modelle entwickelt. Bei dem Modell von Zink [ZIN99] werden (wie bei den rein mechanisch formulierten Modellen) ebenfalls die bekannten Einzeltragkomponenten unterschieden. Der Haupttraganteil ist nach Zinks Auffassung der Traganteil V_o der Betondruckzone. Dieser wird durch einen mechanischen Ansatz definiert (Glg. 2.1). Weitere Tragkomponenten berücksichtigt er über empirisch anhand einer Datenbank mit 233 Versuchen an Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung ermittelte Korrekturfaktoren.

$$V_o = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \quad \text{Glg. 2.1}$$

Die Bemessungsgleichung für die Versagensquerkraft wird wie folgt formuliert:

$$V_{sr} = V_o \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{0,25} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{0,25} \quad \text{Glg. 2.2}$$

Fischer [FIS97] hingegen verwendet einen mathematischen Ansatz für den Rissverlauf und wertet die Schubkräfte im Riss anhand der Rissöffnungs-, Rissgleitungsbeziehungen infolge einer Rotation der Rissufer um die Rissspitze aus. Durch den Ausfall der Dübelwirkung beginnt ein instabiler Risswachstumsprozess, der das Fortschreiten des Horizontalrisses auf Höhe der Längsbewehrung sowie das Durchtrennen der Biegedruckzone bewirkt. Fischer ermittelt die Rissuferkräfte mit Hilfe der Rissgleichung von König/Fehling [KÖFE88] zum Zeitpunkt der Dübelrissbildung. Die maximale Dübelkraft wird durch den empirischen Ansatz von Baumann [BAU72] für einen maximalen Rissuferversatz von $v_A=0,10$ mm bestimmt. Im Gegensatz zu Zink sieht Fischer keine eigenständige Formulierung des Betondruckzonentraganteils vor. Dieser Traganteil wird indirekt anhand einer Momentengleichgewichtsbetrachtung ermittelt.

Als weiteres Modell ist das Modell von Görtz [GÖR04] zu nennen. In diesem Modell wird der mechanische Ansatz für die Druckzonentragfähigkeit nach Zink mit dem Ansatz von Fischer zur Formulierung der Rissuferverzahnung anhand eines um die Rissspitze rotierenden Rissufers kombiniert.

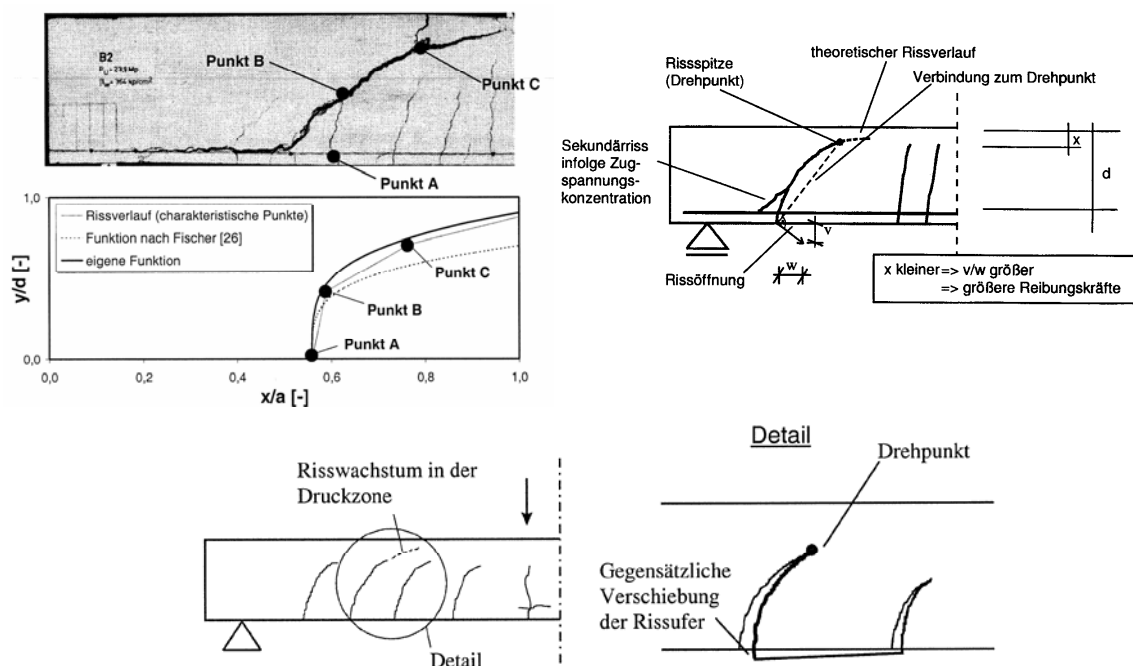


Abbildung 2.7: Herleitung des Rissverlaufs und Rissrotation um Rissspitze [GÖR04]

Zur wirklichkeitsnahen Erfassung des Rissverlaufs wertet Görtz insgesamt 40 Versuche mit einem Biegeschubversagen aus. Der Rissverlauf kann mathematisch durch eine Exponentialgleichung 4. Grades beschrieben werden. In diesem um die Risspitze rotierenden Riss werden nach Rissreibungsgesetzen von Walraven [WAL80] Schubspannungsanteile und Normalspannungsanteile in Abhängigkeit von der Rissgleitung und der Rissöffnung im Riss angetragen, der Versagenszustand wird durch ein instabiles Risswachstum eingeleitet. Dieser Zustand wird ausgelöst, wenn sich der für Bauteile mit Biegeschubversagen typische Sekundärriss (vgl. Abbildung 2.7) infolge einer Schubspannungskonzentration ausbildet, wodurch die Rissuferverzahnung weitestgehend ausfällt.

Aufgrund der Überlagerung einer Vielzahl von Einflüssen (Beton auf Zug, Dübelwirkung, Rissverzahnung) erreicht die maximale Schubspannung im Riss nur etwa 50% der Beton-Zugfestigkeit. Dies berücksichtigt Görtz durch Begrenzung der maximalen Schubspannung im Riss auf $\tau_{cr}=0,5 \cdot f_{ct}$. Die Komponenten Dübelwirkung und Rissuferverzahnung sind abhängig von der Auslenkung der Rissufer v_A . Zur Ermittlung des Maximums wird v_A zwischen 0 und 0,10 mm variiert.

Die Versagenslast ergibt sich aus Addition der Traganteile:

$$V_u = V_c + V_{Dü}(v_A) + V_{cr}(v_A) \quad \text{Glg. 2.3}$$

Durch die realitätsnahe Berücksichtigung der Einzeltragkomponenten innerhalb eines Gesamtmodells lassen sich Versuche aus der Literatur somit sehr gut abbilden. Der Anteil der Dübelwirkung und der Rissuferverzahnung an der Gesamttragfähigkeit zusammen liegt bei dem Ansatz von Görtz bei 30 % bis 40 %.

Empirische Modelle

Als rein empirische Ansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit sind die Bemessungsansätze aktueller Normen (DIN 1045-1:2001 [DIN1045-1], EC2 [EC2], MC90 [MC90] etc.) zu nennen. Die Bemessungsgleichungen basieren auf mechanisch relevanten Einflussgrößen, sind jedoch nicht durch ein mechanisch konsistentes Modell definiert.

CEB-FIP Model Code 1990:

$$V_{Rd1} = \left[0,12 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Glg. 2.4}$$

DIN 1045-1:

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd,ct}} &= \left[0,15 / \gamma_c \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \\ &= \left[0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \quad \text{Glg. 2.5}$$

EN 1992-1-1:2004 (Eurocode2):

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd,c}} &= \left[0,18 / \gamma_c \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\ &= \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \quad \text{Glg. 2.6}$$

mit σ_{cp} : Druckkraft positiv

Die ursprünglich im CEB-FIP Model Code 1990 formulierte Bemessungsgleichung wurde in EN 1992-1-1 (EC2) und in DIN 1045-1 um den Einfluss einer Längsnormalkraft (z.B. Vorspannung) ergänzt. Zusätzlich unterscheiden sich die Ansätze durch die Größe der Vorfaktoren. Der Vorfaktor (0,10) in DIN 1045-1 ist der durch den Teilsicherheitsbeiwert dividierte charakteristische 5%-Fraktilwert, welcher anhand einer „Schubdatenbank“ (Hegger/Görtz, Reineck, Zilch, König u.a. [HKZR99]) ermittelt wurde. In dieser Datenbank wurden sämtliche international verfügbaren Querkraftversuche zusammengetragen und statistisch ausgewertet. Der Mittelwert dieses Vorfaktors beträgt 0,20.

2.2 Querkrafttragfähigkeit von Hohlplatten ohne Querkraftbewehrung

2.2.1 Einachsige Hohlkörperdecken

In den vergangenen Jahrzehnten wurden diverse Beiträge zur Querkrafttragfähigkeit einachsiger (vorgespannter) Hohlplatten veröffentlicht ([ACK91], [BEBU85], [BRO05], [DIN1168], [GIE63], [KAWA83], [PIS92] und weitere). Hauptanwendung findet die einachsige Hohlplatte als vorgefertigte Spannbetonhohldiele. Zentrale Fragestellungen bei einachsigen Hohlplatten sind aufgrund ihres orthotropen Aufbaus die Querverteilung und die Drillsteifigkeit. Aus diesem Grund befassen sich nahezu alle Veröffentlichungen mit diesem Thema.

Die Querkrafttragfähigkeit kann bei diesen Platten aufgrund der in Plattenlängsrichtung konstanten Bauteilgeometrie anhand einer Querschnittsbetrachtung ermittelt werden.

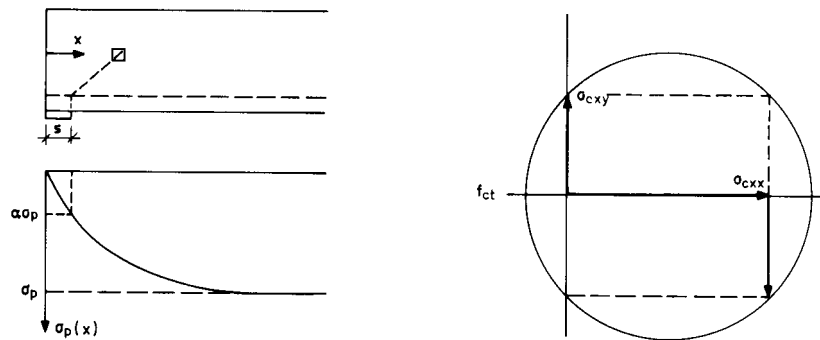


Abbildung 2.8: Mohr'scher Spannungskreis zur Ermittlung der Schubzug-Bruchlast aus [WAME83]

Die vorwiegend bei einachsigen Hohlplatten mit Vorspannung auftretende Problematik der Schubzugrissentstehung im Eintragungsbereich der Vorspannung an der definiert kritischen Stelle im Abstand $d/2$ vom Auflagerrand führt häufig zum frühzeitigen Versagen des Bauteils. Bei einachsigen Hohlkörperdecken mit über die Bauteilhöhe konstanter Stegbreite tritt das Versagen schlagartig auf, da sich der Schubriss unmittelbar über die gesamte Steghöhe ausbildet und die Druckzone durchtrennt.

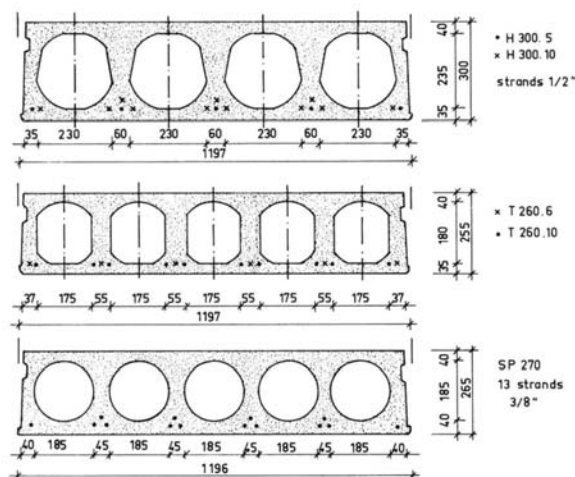


Abbildung 2.9: Übliche Querschnitte einachsiger Hohlplatten [WAME83]

Die Schubzugrisslast gemäß Walraven [WAME83] kann anhand des Mohr'schen Spannungskreises im Zustand I ermittelt werden (s. Abbildung 2.8).

Die Versagensquerkraft berechnet sich wie folgt:

$$V_u = \frac{b_w \cdot I}{S} \sqrt{f_{ct}^2 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \cdot \sigma_p \cdot f_{ct}} \quad \text{Glg. 2.7}$$

Die Biegeschubversagenslast einachsiger Hohlplatten lässt sich mit der von Walraven [WAME83] hergeleiteten Gleichung basierend auf den empirischen Ansätzen von Hedmann und Losberg [HELO78] ermitteln:

$$V_u = V_{uk} = 0,068 \cdot b_w \cdot d \cdot \xi \cdot (1 + 0,5 \cdot \rho_o) \cdot \sqrt{f_c} + \frac{M_x}{V_x} \cdot M_o \quad \text{Glg. 2.8}$$

mit:

M_o = Dekompressionsmoment

b_w = kleinste Stegbreite

ξ = Maßstabsfaktor

Die angegebene Gleichung wurde anhand von Rechteckquerschnitten bzw. Querschnitten mit einer über die Bauteilhöhe und in Bauteillängsrichtung konstanten Stegbreite entwickelt. Bei der Anwendung auf eine Hohlplatte wird für b_w die kleinste im Querschnitt vorhandene Stegbreite angesetzt. Aufgrund der über die Bauteilhöhe veränderlichen (zunehmenden) Stegbreite ist dieser Ansatz konservativ. Dies bestätigen Versuchsergebnisse von Walraven [WAME83] an einachsigen Hohlkörperdecken. Hierbei wurde trotz deutlich höherer Versuchslasten als die rechnerische Biegeschubbruchlast kein Biegeschubversagen festgestellt. Bei Versuchen an einachsigen Hohlplatten mit zylinderförmigen Hohlkörpern (SP-Serie, Versuche 18 und 19a, vgl. Abbildung 2.9) lag die Versagenslast um etwa 30-40% über den rechnerischen Biegeschub-Versagenslasten, ohne dass es zu einem Biegeschubversagen gekommen wäre.

2.2.2 Zweiachsige Hohlkörperdecken

Neben den Forschungsarbeiten von Pfeffer [PFE01] existieren in der Literatur bislang keine Ansätze zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörper-

decken. Aufgrund der besonderen Geometrie dieser Decken verändert sich die Restquerschnittsbreite sowohl über die Querschnittshöhe als auch in Längsrichtung. Hierdurch werden die Querkrafttragfähigkeit und das Querkrafttragverhalten im Vergleich zu einer einachsigen Hohlkörperdecke zusätzlich günstig beeinflusst. Dieser günstige Einfluss wird durch die zuvor genannten Bemessungsansätze nicht richtig erfasst.

Das Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken mit Vorspannung wurde in der Literatur bislang nicht mittels Versuchen und theoretischen Betrachtungen untersucht.

2.3 Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrung

Ritter [RIT99] und Mörsch [MÖR08] beschrieben erstmals das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung durch ein Fachwerkmodell aus Zug- und Druckstreben. Die Zugstreben dieses gedachten Fachwerks werden durch die Bewehrung gebildet, die schrägen Druckkräfte werden durch den Beton aufgenommen. Die ursprünglich formulierten Ansätze von Mörsch und Ritter auf Basis konstanter Druckstrebenwinkel von 45° unterschätzen die an Versuchen ermittelten Tragfähigkeiten. Sie wurden im Laufe der Zeit weiterentwickelt. Die heutigen Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung mit üblichen Druckstrebenwinkeln zwischen 30° und 45° liefern eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Zudem ist das Fachwerkmodell sehr transparent, so dass es in den heutigen Normen bei der Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung zur Anwendung kommt.

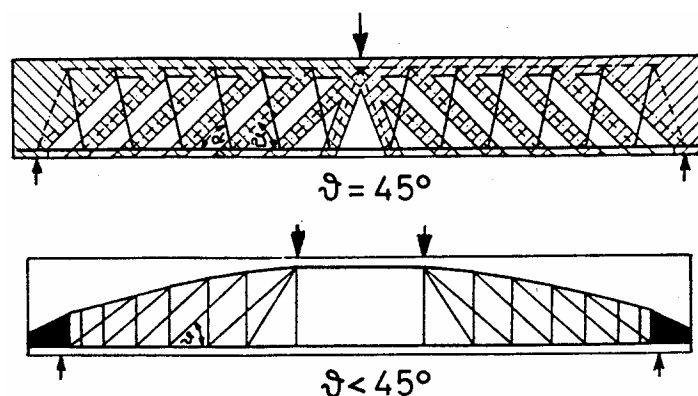


Abbildung 2.10: Fachwerkmodell nach Mörsch [MÖR08] und Leonhardt [LEO77]

DIN 1045-1 sieht für die Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung ein Fachwerkmodell mit veränderlicher Druckstrebenneigung und Berücksichtigung der Rissuferverzahnung im Riss vor.

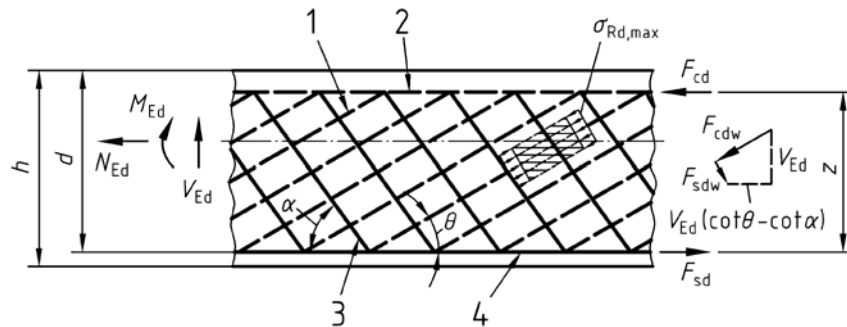


Abbildung 2.11: Fachwerk mit veränderlicher Druckstrebenneigung nach DIN 1045-1

Folgende Bemessungsgleichungen sind in DIN 1045-1 aufgeführt (lotrechte Bewehrung).

Druckstrebentragfähigkeit:

Glg. 2.9

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung:

Glg. 2.10

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta$$

mit:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \leq \begin{cases} 3,0 \text{ für Normalbeton} \\ 2,0 \text{ für Leichtbeton} \end{cases}$$

und

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z$$

Zur Querkrafttragfähigkeit der zweiachsigen Hohlkörperdecke mit Querkraftbewehrung gibt es in der Literatur bislang keine Untersuchungen. Es ist davon auszugehen, dass sich ebenfalls ein fachwerkähnliches Tragverhalten ausbilden kann. Eigene Untersuchungen hierzu werden in Kapitel 6 vorgestellt.

Kapitel 3

Versuche zum Querkrafttragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung

3.1 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken wurde bislang nicht anhand von Versuchen überprüft. Aufgrund der besonderen Geometrie dieser Decken mit rotationssymmetrischen Hohlkörpern liegt die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit deutlich über der Tragfähigkeit, die gemäß den derzeit gültigen Normen mit b_w als minimalem Kugelabstand (unmittelbar zwischen zwei Kugeln) erzielt wird. Zur Ermittlung des Querkrafttragverhaltens und der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken werden nachfolgend Versuchsergebnisse von Platten mit kugelförmigen Hohlkörpern vorgestellt. Ziel der Versuche war es, die minimale Querkrafttragfähigkeit dieser Decken im Vergleich zu einer Massivdecke zu ermitteln. Die das Querkrafttragverhalten beeinflussenden Parameter wurden entsprechend ungünstig gewählt (vgl. Abschnitt 3.2).

3.2 Versuchsbeschreibung und Versuchsaufbau

Die Auswahl der Geometrie und Bewehrungsgrade der Versuchskörper wurde durch verschiedene theoretische und baupraktische Randbedingungen beeinflusst, die im Folgenden erläutert werden.

Schubslankheit a/d

Bei den Versuchen ist ein Biegeversagen auszuschließen und ein Schubversagen herbeizuführen. Um dieses zu gewährleisten, ist das a/d -Verhältnis an dem von Kani [KAN66] beschriebenen „Schubtal“ zu orientieren, in dem vor Erreichen der Biegebruchlast ein Schubversagen eintritt. Entsprechend muss das zu wählende a/d -Verhältnis zwischen 2,5 und 4,5 liegen (vgl. Abbildung 3.1 für $\rho_1 \sim 2,0\%$).

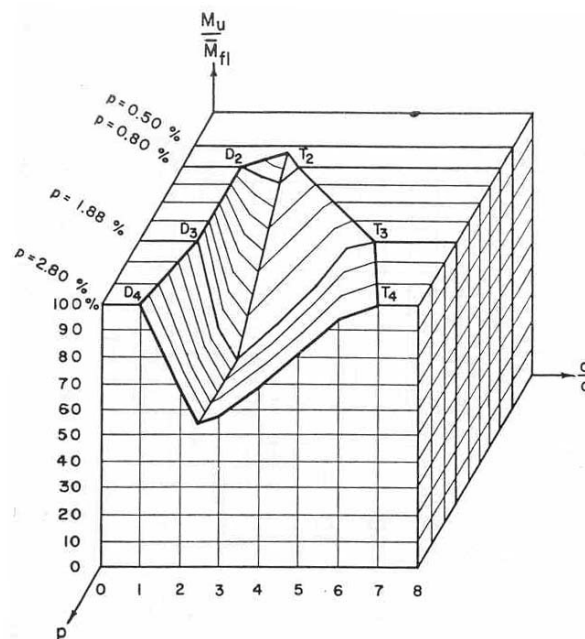


Abbildung 3.1: Schubtal nach Kani (aus [KAN64])

Die von Zink [ZIN99] gewonnenen Erkenntnisse, dass erst bei Schubslankheiten von $a/d \approx 4,0$ vor der Versagensrissbildung ein vollständig abgeschlossenes Rissbild vorliegt, und andernfalls die Versagenslast durch das Mitwirken des Betons auf Zug (Tension Stiffening) Streuungen unterworfen ist, ist ebenfalls zu berücksichtigen.

Unter Beachtung oben genannter Überlegungen wurde für die zwei durchgeführten Versuchsserien ein a/d -Verhältnis von 3,6 bzw. 3,7 festgelegt.

Weitere Überlegungen zur Festlegung des Versuchsprogramms

- Es wurde der kleinstmögliche Kugelabstand a_{HK} ($a_{HK,min}=D_{HK}/9$) verwendet, da hierdurch die kleinste Restquerschnittsfläche des Betons für die Querkrafttragfähigkeit vorliegt, und somit die geringste aufnehmbare Querkraft ermittelt wird. Der kleinste in der Praxis relevante Kugelabstand wird durch die Einbaubarkeit und Verdichtbarkeit des Betons begrenzt.
- Es wurden sowohl Platten mit dem größten ($D_{HK}=360\text{mm}$) und Platten mit dem kleinsten ($D_{HK}=180\text{mm}$) zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung verfügbaren Kugeldurchmesser getestet, um beide Grenzfälle zu erfassen.
- Um zu gewährleisten, dass sich ein Plattentragverhalten mit einem dreidimensionalen Lastabtrag um die Kugeln herum ausbildet, wurden in Querrichtung vier Kugeln vorgesehen.
- Die Anzahl der Kugeln in Längsrichtung im Querkraftbereich wurde durch das a/d -Verhältnis festgelegt.
- Zwischen zwei Lasteinleitungsstellen - im Bereich mit konstantem Moment – sind Störbereiche, wie von Schlaich/Schäfer [SCSC98] beschrieben, zu vermeiden. In [SCSC98] wird für einen Vier-Punkt-Biegeversuch mit zwei Lasteinleitungsstellen ein Mindestabstand von $2h$ zwischen den Lasteinleitungsstellen empfohlen. Für die Versuche wurde ein Abstand zwischen den Lasteinleitungen von $3,56h$ (Serie I) bzw. $3,2h$ (Serie II) gewählt. Es ergab sich eine Anzahl von 4×11 Kugeln für die Versuchskörper beider Serien. Die daraus resultierende Versuchskörpergeometrie beider Versuchsserien ist in Anhang A aufgeführt.

Für zweiachsige Hohlkörperdecken werden verschiedene Kugelgrößen verwendet. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung standen fünf Kugelgrößen (18; 22,5; 27; 31,5 und 36 cm) zur Verfügung.

Es wurden zwei Versuchsserien für die Durchführung festgelegt. Serie I beinhaltete Platten mit einer Plattendicke von 45 cm und einem Kugeldurchmesser von $D_{HK}=36$ cm. In Serie II wurden Platten mit $h = 25$ cm ($D_{HK}=18$ cm) getestet. Jede Versuchsserie bestand aus vier Platten. Versuchskörper 1 war jeweils eine massive

Platte ohne Kugeln und wurde für den Vergleich der Tragfähigkeiten zwischen Hohlkörperdecke und massiver Platte als Referenz getestet. Die Versuchskörper 2 bis 4 jeder Versuchsserie waren Hohlkörperdecken. Versuchskörper 2 wurde in einem Betoniervorgang betoniert. Für die Versuchskörper 3 und 4 jeder Versuchsserie wurde zunächst am Institut eine Teilfertigteilplatte vorbetoniert. Erst am darauf folgenden Tag wurde die Platte mit Ortbeton ergänzt. Hierdurch wurde der Einfluss der Vorfertigung mit Betonierfuge zwischen Teilfertigteil und Ortbetonergänzung berücksichtigt.

Versuchskörperbezeichnung

Die Versuche der Serie I mit einem Hohlkörperdurchmesser von $D_{HK}=360$ mm werden nachfolgend mit „HKD360“ bezeichnet und durchlaufend nummeriert. Der Referenzversuch an der Massivdecke (MD) erhält analog die Bezeichnung „MD360“. Der erste Versuche der Serie II erhält demnach die Bezeichnung MD180-V1 („V“ für Versuch). Der zweite bis vierte Versuch dieser Serie erhält die Bezeichnung HKD180-V1 bis HKD180-V3.

3.2.1 Versuchskörper mit Kugeldurchmesser $D_{HK}=36$ cm, $h = 45$ cm (Serie I)

Eine Zeichnung der Geometrie für die Platten mit einer Bauteilhöhe von 45 cm ist in Anhang A abgebildet. Der Durchmesser der eingebauten Kugeln betrug bei diesen Platten $D_{HK}=36$ cm. Der lichte Abstand der Kugeln untereinander betrug $a_{HK}=40$ mm. Der Randabstand zum Längsrand betrug 45 mm. In Längsrichtung wurden elf Kugeln und in Querrichtung vier Kugeln vorgesehen. Es ergab sich eine Gesamtbreite der Platten von 1,65 m und eine Länge von 4,80 m.

Die Längsbewehrung der Versuchskörper ist in dem Bewehrungsplan in Anhang A sowie in Tabelle 3.1 angegeben.

Die Bewehrung der drei Versuchskörper mit Hohlkörpern war identisch und stimmte mit dem Bewehrungskorb der massiven Platte überein.

3.2.2 Versuchskörper mit Kugeldurchmesser $D_{HK}=18$ cm, $h = 25$ cm (Serie II)

Eine ausführliche Zeichnung der Platten mit der Dicke von $h=25$ cm ist in Anhang A aufgeführt. Insgesamt wurden analog zu den Platten der Serie I in Längsrichtung elf Kugeln und in Querrichtung jeweils vier Kugeln eingebaut.

Der Abstand der Kugeln untereinander betrug in Serie II $a_{HK}=20$ mm. Die Betondeckung der Kugeln an den Längsseiten der Platte betrug ebenfalls 20 mm. Entsprechend ergab sich eine Gesamtbreite der Platten von $b=18\text{ cm}\cdot 4 + 20\text{ mm}\cdot 3 + 20\text{ mm}\cdot 2 = 82\text{ cm}$. Die gewählte Bewehrung der Serie II ist in Anhang A sowie in Tabelle 3.1 angegeben.

In Abbildung 3.2 rechts ist der Bewehrungskorb der Massivdecke abgebildet. Links ist der Bewehrungskorb der Hohlkörperdecke in der Schalung dargestellt.



Abbildung 3.2: Bewehrungskorb einer Hohlkörperdecke (li.) und der Massivdecke (re.)

3.2.3 Geometrie und Bewehrung der Versuchskörper

Eine Auflistung der Versuchskörpergeometrien sowie der Bewehrung ist in Tabelle 3.1 angegeben.

Tabelle 3.1: Geometrie und Bewehrung der Versuchskörper

	Versuch	H x B x L [cm]	a_{HK} [cm]	s_{HK} [cm]	D_{HK} [cm]	$A_{s,l,unten}$	$A_{s,l,oben}$	$\rho_{l,unten}$ [%]	d [cm]	a/d
Serie I	MD 360-V1	45 x 165 x 480	-	-	-	27Ø14-5 + 8Ø25 + 6Ø20	8Ø6	1,53	39,5	3,67
	HKD 360-V1 bis HKD 360-V3	45 x 165 x 480	4,0	40	36	27Ø14-5 + 8Ø25 + 6Ø20	8Ø6	1,53	39,5	3,67
Serie II	MD 180-V1	25 x 82 x 260	-	-	-	14Ø14-5 + 6Ø10	8Ø6	1,53	20,9	3,59
	HKD 180-V1 bis HKD 180-V3	25 x 82 x 260	2,0	20	18	14Ø14-5 + 6Ø10	8Ø6	1,53	20,9	3,59

Eine Übersicht über die in der Tabelle verwendeten Bezeichnungen zeigt Abbildung 1.4.

3.2.4 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden durch zwei symmetrisch angeordnete Lasteinleitungen in einem statisch bestimmt gelagerten System belastet (4-Punkt-Biegeversuch, s. Abbildung 3.3). Die Pressenkraft wurde über eine Traverse auf zwei Stahlprofile übertragen, welche auf der gesamten Plattenbreite auflagen, so dass eine Linienlast jeweils im Abstand a von den Auflagern auf die Platte aufgebracht wurde (s. Abbildung 3.4).

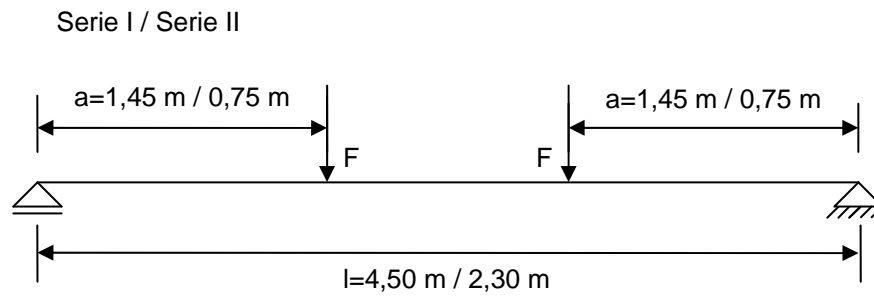


Abbildung 3.3: Statisches System



Abbildung 3.4: Versuchsaufbau (Serie I)

Das Eigengewicht des Krafteinleitungsaufbaus wirkte zusätzlich auf den Versuchskörper und betrug $F=33,72 \text{ kN}$ in Serie I und $F=11,08 \text{ kN}$ in Serie II.

Die Belastung wurde kraftgesteuert aufgebracht. Ein Rückgang der Pressenkraft infolge Rissbildung wurde somit unmittelbar „nachgeregelt“. Systemskizzen mit Abmessungen und verwendeten Profilen sind in Anhang A aufgeführt.

3.3 Baustoffe und Baustoffprüfungen

An dem verwendeten Beton - angestrebt wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25 - wurden Materialprüfungen nach DIN 1048-5 durchgeführt. Es wurden die Druckfestigkeit, der E-Modul sowie die Biegezugfestigkeit an Probekörpern ermittelt.

Zur Prüfung der Druckfestigkeit wurden je Versuchskörper neun Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt (je drei zur Bestimmung der 28d-Festigkeit, der Festigkeit am Versuchstag und als Reserve). Für die Prüfung des E-Moduls wurden insgesamt je Versuchskörper drei Zylinder mit einer Höhe $h=300$ mm und einem Durchmesser $d=150$ mm hergestellt. Die Prüfung des E-Moduls erfolgte entsprechend DIN 1048-5, Abschnitt 7.5 für jeden Versuchskörper nach 28 Tagen.

Zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit nach DIN 1048-5, Abschnitt 7.3 wurden je Versuchskörper drei Biegebalken hergestellt. Die Ergebnisse der Baustoffprüfungen sind in den nachfolgenden Tabellen angegeben.

Tabelle 3.2: Zusammenstellung geprüfter Baustoffkenngrößen, Serie I

	Versuch	Prüftag	DIN 1045-1 (umgerechnet)	DIN 1048		
			$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$\beta_{w,150}$ [N/mm ²]	$\beta_{w,BZ}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
Serie I	MD 360-V1	28d	35,16	38,22	4,24	27306
		Versuchstag (28d)				
	HKD 360-V1	28d	37,96	41,26	4,16	31357
		Versuchstag (29d)	38,57	41,92	-	-
	HKD 360-V2 (Teilfertigteilplatte)	28d	40,52	44,04	3,83	34144
		Versuchstag (29d)	40,54	44,07	-	-
	HKD 360-V2 (Aufbeton)	28d	34,91	37,95	3,58	29165
		Versuchstag (28d)				
	HKD 360-V3 (Teilfertigteilplatte)	28d	40,54	44,07	4,00	36152
		Versuchstag (29d)	42,05	45,71	-	-
	HKD 360-V3 (Aufbeton)	28d	37,2	40,43	4,31	30249
		Versuchstag (28d)				

Tabelle 3.3: Zusammenstellung geprüfter Baustoffkenngrößen, Serie II

	Versuch	Prüftag	DIN 1045-1 (umgerechnet)	DIN 1048		
			$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$\beta_{w,150}$ [N/mm ²]	$\beta_{w,BZ}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
Serie II	MD 180-V1	28d	38,37	41,71	4,83	34998
		Versuchstag (35d)	41,64	45,26	-	-
	HKD 180-V1	28d	41,58	45,20	3,92	35810
		Versuchstag (35d)	42,80	46,52	-	-
	HKD 180-V2 (Teilfertigteilplatte)	28d	42,19	45,86	4,46	33695
		Versuchstag (35d)	40,89	44,45	-	-
	HKD 180-V2 (Aufbeton)	28d	41,57	45,18	4,57	35650
		Versuchstag (34d)	39,80	43,26	-	-
	HKD 180-V3 (Teilfertigteilplatte)	28d	36,33	39,49	4,00	36180
		Versuchstag (35d)	37,05	40,27	-	-
	HKD 180-V3 (Aufbeton)	28d	37,00	40,22	4,18	35591
		Versuchstag (34d)	38,66	42,02	-	-

3.4 Messtechnik

Eine Übersicht über die Anordnung der in den Versuchen verwendeten Messtechnik ist in Anhang A für beide Serien gegeben.

3.4.1 Messung der Mittendurchbiegung

Zur Messung der Durchbiegung wurden die für diese Zwecke üblichen Seilaufnehmer verwendet. Bei den Versuchskörpern mit einer Dicke von 45 cm wurden insgesamt drei (Abbildung 3.5, rechts), bei den 25 cm dicken Platten zwei Seilaufnehmer in Plattenmitte angeordnet, um über die Plattenbreite veränderliche Durchbiegungen erfassen zu können.



Abbildung 3.5: Seilaufnehmer zur Messung der Durchbiegung

Das Messgerät selbst wurde auf dem Versuchskörper angebracht; der Seilzug wurde an einem starren, mit dem Boden fest verbundenen Metallprofil befestigt.

3.4.2 Dehnungsmessung

Messungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) wurden sowohl auf der Biegebewehrung der ersten Lage als auch auf dem Beton durchgeführt.

Für die Messung der Betondehnungen wurden sowohl DMS-Rosetten als auch Einzel-DMS angebracht (siehe Übersichtsplan, Anhang A).

3.4.3 Setz-Dehnungs-Messung

Zur Ermittlung der Dehnungsebene im Querkraftbereich wurden Setz-Dehnungs-Messungen vorgenommen.



Abbildung 3.6: Setz-Dehnungs-Messgerät, Oberseite des Versuchskörpers (Reihe A)

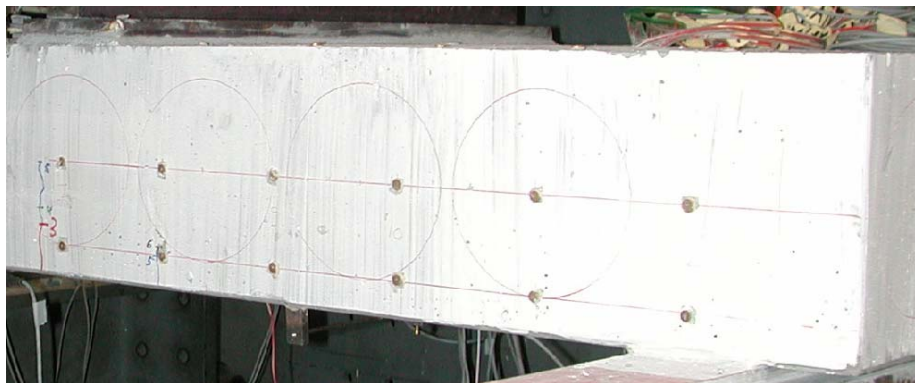


Abbildung 3.7: Setz-Dehnungs-Messmarken auf Betonoberfläche

An jedem Versuchskörper wurden jeweils drei Messmarkenreihen aufgebracht. Die erste Reihe (Reihe A) befand sich auf der Oberseite des Versuchskörpers (s. Anhang A). Die zweite Reihe (Reihe B) wurde im geometrischen Schwerpunkt angeordnet (s. Abbildung 3.7). Eine dritte Reihe (Reihe C) wurde auf Höhe der statischen Nutzhöhe aufgebracht.

3.4.4 Weitere Messungen mittels Wegaufnehmern

Für die Wegmessungen wurden induktive Wegaufnehmer mit Messlängen zwischen 1 mm und 20 mm verwendet. Die Arretierböcke wurden im Abstand von 20 cm auf den Beton geklebt.



Abbildung 3.8: Wegaufnehmer, Rosette (links) und Einzelmessung (rechts)

In Abbildung 3.8 sind die verschiedenen Verwendungsformen der Wegaufnehmer (Bauart: Taster, links; Bauart: Tauchanker, rechts) dargestellt. Mittig im Querkraftbereich über den DMS-Rosetten wurden Wegaufnehmerrosetten angeordnet. Ziel dieser Messanordnung war es, nach der Bildung des Versagensschubbrisses Aussagen über das Rissverhalten ableiten zu können.

3.4.5 Rissbreitenmessung

Die Rissbreiten wurden während der Versuchsdurchführung mittels einer Rissbreiten-Messschablone gemessen.

3.5 Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse

3.5.1 Referenzversuch Serie I

Als erster Versuchskörper wurde die Referenzplatte der Serie I getestet. Zwischen den einzelnen Laststufen wurde die Last langsam und kontinuierlich gesteigert. Für die Erstellung von Messebenen, bei denen Rissbreiten aufgenommen und Setzdehnungsmessungen durchgeführt wurden, wurde die Belastung für einen Zeitraum von ca. 15 Minuten konstant gehalten. Erste Biegerisse entstanden in der Massivdecke bei einer Pressenkraft von ca. 240 kN. Zunächst bildeten sich Biegerisse im Bereich zwischen den Lasteinleitungsstellen (Bereich mit maximalem und konstantem Moment). Anschließend entstanden im Querkraftbereich weitere Biegerisse. Ein abgeschlossenes Biegerissbild wurde bei einer Pressenkraft von ca. 600 kN erreicht. Ab dieser Last konnte die Belastung weiter gesteigert werden, ohne dass sich neue Risse bildeten. Bei weiterer Laststeigerung neigten sich die Biegerisse in den Querkraftbereichen in Richtung der Lasteinleitung (Biegeschubriss). Der Rissabstand der Biegerisse bei abgeschlossenem Rissbild ist in Abbildung 3.9 zu erkennen. Er betrug etwa 15-20 cm.

Die Last wurde sukzessive gesteigert. Bis zur Entstehung eines maßgebenden Versagensschubrisses wuchs die Länge der Biegerisse bis knapp über die halbe Plattenhöhe hinaus an. Die Rissbreiten der Biegerisse blieben bis zur Schubrissbildung kleiner als 0,2 mm.

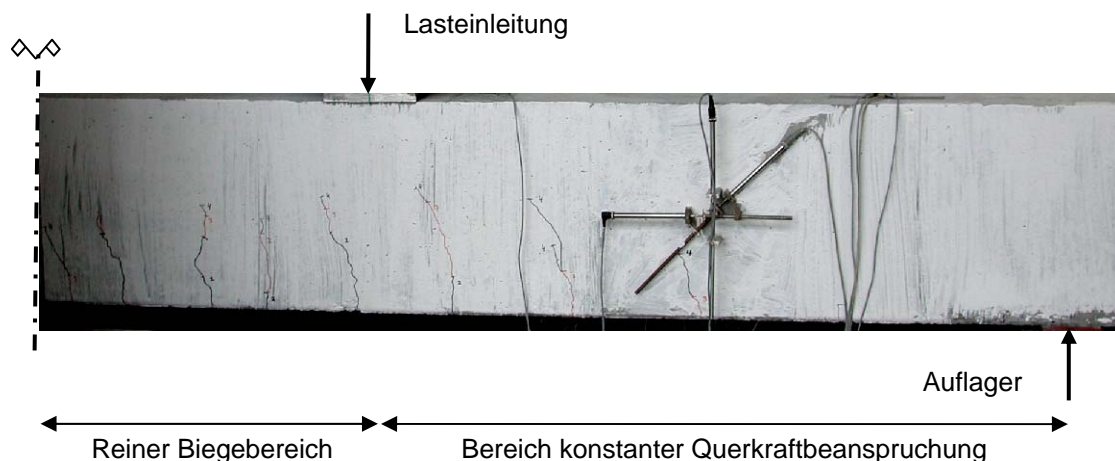


Abbildung 3.9: Rissbildung MD360-V1, Pressenkraft $P = 1100$ kN

Bei einer Pressenkraft von ca. 1275 kN bildete sich aus dem vorhandenen Biegeschubrissbild etwa in der Mitte des Schubfeldes ein maßgebender Biegeschubriss aus. Von diesem spaltete sich ein Sekundärschubriss ab, welcher sich bei Erreichen der Dübeltraglast der Längsbewehrung in einen Horizontalriss auf Höhe der Längsbewehrung fortpflanzte.



Abbildung 3.10: Versagensschubriss zwischen Lasteinleitung und Auflager

Die Pressenkraft wurde unmittelbar nach Ausbildung des maßgebenden Biegeschubrisses bis auf Null heruntergeregelt. Die Last wurde anschließend erneut aufgebracht und kontinuierlich gesteigert, bis ein vollständiges Versagen des Versuchskörpers eintrat. Der Versagensschubriss erreichte eine Rissbreite von 3-5 mm. Kurz vor erneutem Erreichen der Schubrisslast des Erstbelastungspfades wurde die Druckzone schließlich durchtrennt. In Abbildung 3.11 ist der Versagensriss nach dem vollständigen Versagen dargestellt. Der Riss öffnete sich in diesem Zustand auf eine Rissbreite von ein bis zwei Zentimeter (siehe Abbildung 3.11).



Abbildung 3.11: Versagensriss nach Durchtrennen der Betondruckzone

Ebenfalls kurz vor Erreichen der Bruchlast entstanden infolge einer lokalen Biegebeanspruchung Risse an der Plattenoberseite in Lasteinleitungsnähe und an der Plattenunterseite in Auflagernähe, die quer zur Tragrichtung durch die gesamte Platte verliefen. In Abbildung 3.11 unten links ist ein Ausschnitt der Plattenunterseite, oben rechts eine Detailansicht der Druckzone nach Überschreiten der Bruchlast dargestellt.

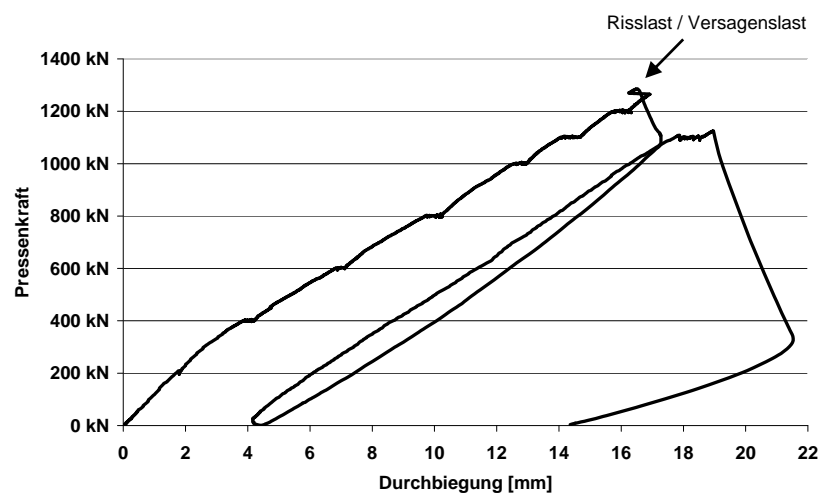


Abbildung 3.12: Last-Verformungs-Kurve, MD360-V1

Abbildung 3.12 zeigt die Last-Verformungs-Kurve für den Versuch. Die Durchbiegung nimmt zunächst annähernd linear zu. Ab einer Belastung von ca. 400 kN ist die Last-

Verformungs-Linie durch das Fortschreiten der Rissbildung flacher geneigt. Die Plateaus bei Erreichen und Halten der jeweiligen Laststufen entstehen durch geringfügiges Fortschreiten der Rissbildung bei konstanter Last. Ein Fließen der Längsbewehrung trat nicht auf (vgl. hierzu Abbildung 3.13). Die in Abbildung 3.12 gezeigte bleibende Verformung nach Entlastung ist demnach nicht auf eine plastische Verformung der Längsbewehrung, sondern auf eine Verkantung der vorhandenen Rissufer bei Entlastung zurückzuführen.

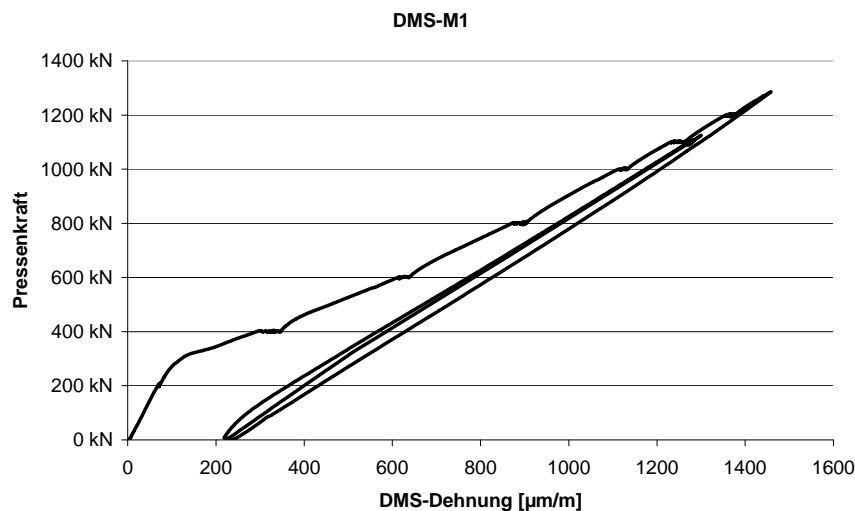


Abbildung 3.13: DMS auf Biegebewehrung, Lage: Momentenmaximum

Die Dehnung eines auflagernahen DMS ist in Abbildung 3.14 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Stahldehnung des auflagernahen DMS bei Erreichen der Risslast von ca. 1275 kN Dehnung schlagartig zunimmt.

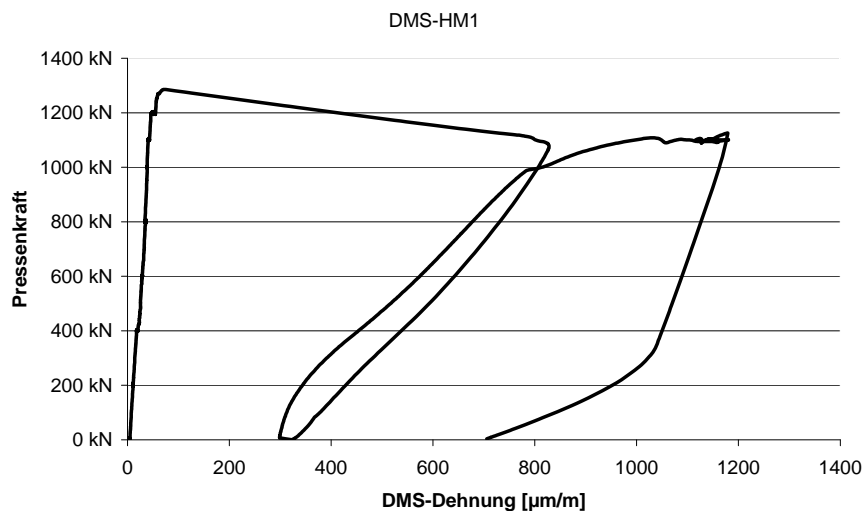


Abbildung 3.14: Stahldehnung eines auflagernahen DMS auf der Biegebewehrung

Diese Dehnungszunahme ist auf die Entstehung des Versagensschubrisse und die damit einhergehende Umlagerung des Tragsystems zurückzuführen, bei dem ein Druckbogen oberhalb des Schubrisse entsteht und die Zugbewehrung als idealisiertes Zugband beansprucht wird.

Zusätzlich zu den Dehnungsmessungen auf der Längsbewehrung wurden bis zum Erreichen der Schubrislast in der Druckzone Setz-Dehnungs-Messungen durchgeführt. Die Auswertung dieser Messungen ist in nachfolgender Abbildung 3.15 angegeben.

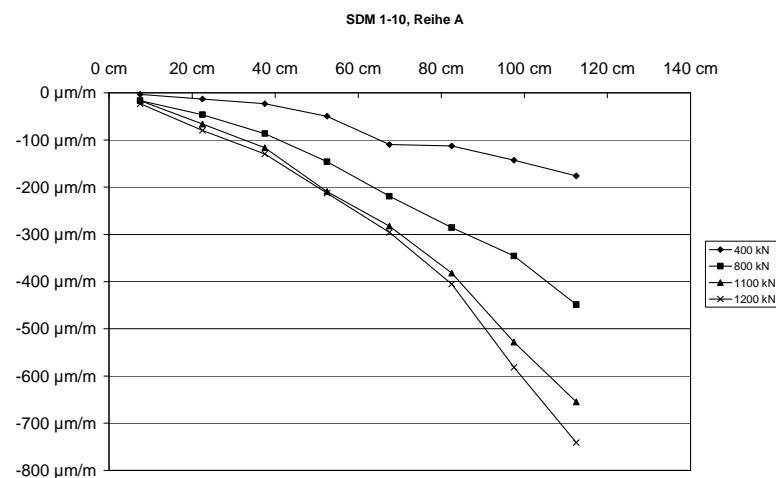


Abbildung 3.15: Setz-Dehnungs-Messung auf Höhe der Druckzone

In Abbildung 3.15 ist auf der Ordinate der jeweilige Messort bezeichnet. Bei $x=0$ cm befindet sich das Auflager, bei $x=145$ cm befindet sich die Lasteinleitung. Die hier dargestellten Kurven entsprechen den aufgezeichneten Dehnungen der Betondruckzone bei unterschiedlichen Laststufen. Auf der Oberseite des Prüfkörpers (Druckzone) wurde die letzte Messmarke in einem Abstand von 25 cm neben der Lasteinleitung aufgeklebt. Wie in Abbildung 3.15 zu erkennen ist, ist die Druckdehnung im auflagnernahen Bereich - wie auch durch den Momentenverlauf vorgegeben - Null. Ebenfalls dem Momentenverlauf entsprechend nehmen die Druckdehnungen zur Lasteinleitung hin nichtlinear infolge der nichtlinearen Reduzierung des inneren Hebelarms zu. Die Druckstauchungen liegen bis zum Versagen mit $\varepsilon_c \sim -0,8$ ‰ deutlich unter der Versagensstauchung des Betons, so dass die Druckzone eine ausreichende Tragfähigkeitsreserve aufweist. Bei dem Versuchskörper MD360-V1 wurden nach Ausbildung des Versagensrisses keine weiteren SDM-Messungen durchgeführt.

3.5.2 Hohlkörperversuche Serie I

Erste Biegerisse konnten in sämtlichen Hohlkörper-Versuchen bei einer Pressenkraft von ca. 200 kN festgestellt werden. Ein abgeschlossenes Biege-Rissbild lag bei allen Versuchen bei einer Belastung von ca. 500 kN vor. Bei dieser Belastung nahm die Neigung der Biegerisse in Richtung Lasteinleitung deutlich zu. Abbildung 3.16 gibt das Rissbild des Versuches HKD360-V1 zu einem Zeitpunkt kurz vor der Versagensrissbildung wieder. Die Abbildungen 3.17 und 3.18 zeigen das Rissbild der Versuche HKD360-V2 und HKD360-V3 vor der Ausbildung des Versagensschubrisses.

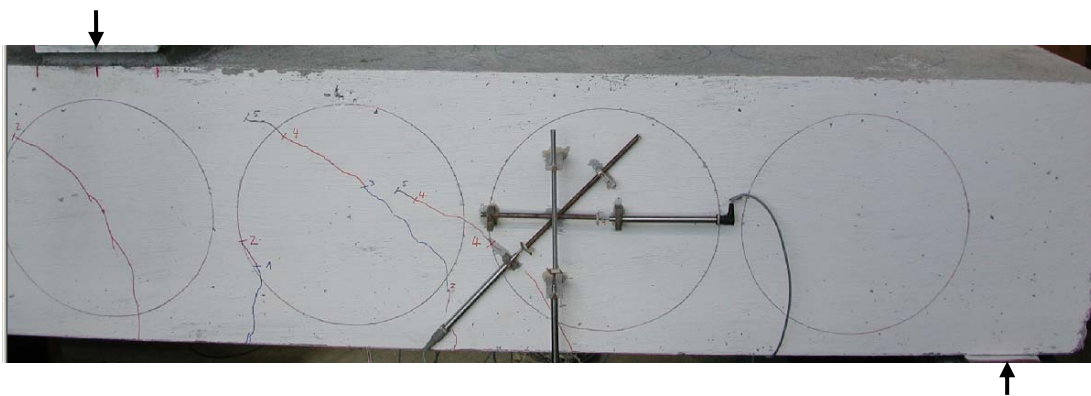


Abbildung 3.16: Rissbild HKD360-V1, Pressenkraft $F=650$ kN

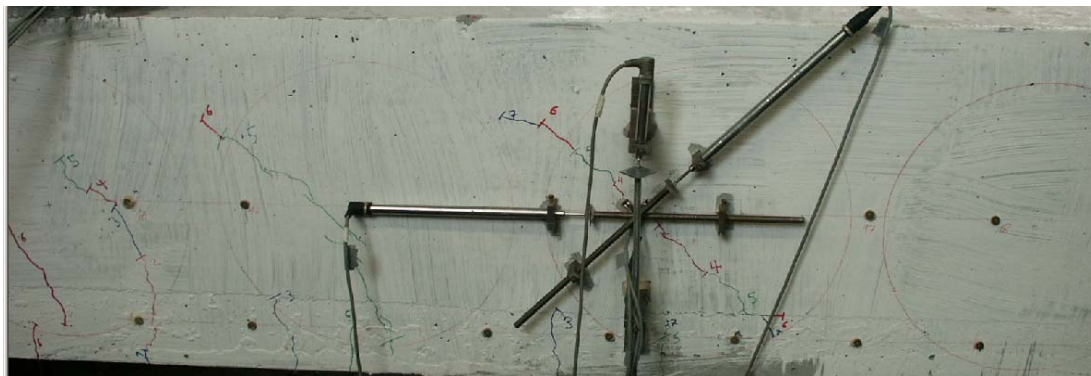


Abbildung 3.17: Rissbild HKD360-V2, Pressenkraft $F=550$ kN

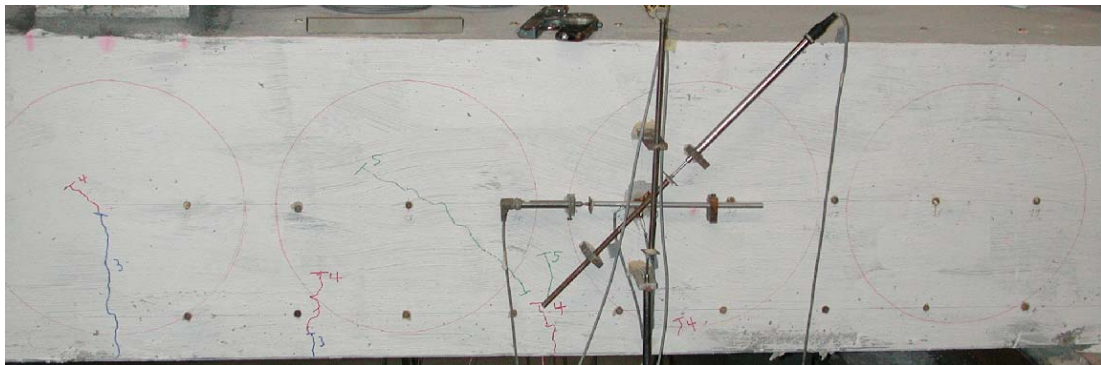


Abbildung 3.18: Rissbild HKD360-V3, Pressenkraft $F=500 \text{ kN}$

Die Rissbildung verlief bei allen Hohlkörperversuchen der Serie I vergleichbar. Es bildeten sich zunächst senkrechte Biegerisse. Anschließend krümmten sich die Biegerisse in den Schubbereichen zur Lasteinleitung hin. Die Länge der Risse betrug in der Nähe der Lasteinleitung ca. $2/3$ der Plattenhöhe. Die Rissbreiten betrugen zu diesem Zeitpunkt etwa $0,2 \text{ mm}$.

Die Rissbilder wiesen eine große Ähnlichkeit mit denen des Referenzversuchs MD360-V1 auf.

Ein Unterschied im Vergleich zur Rissbildung der Massivdecke war die Ausbildung von Schubzugrissen, ausgehend von der Kugelmittle. In Abbildung 3.19 ist exemplarisch ein derartiger Schubzugriss des Versuches HKD 360-V3 wiedergegeben. Die Entstehung dieser Schubzugrisse ist mit dem Erreichen der Zugfestigkeit im geschwächten Querschnittsbereich zu erklären.

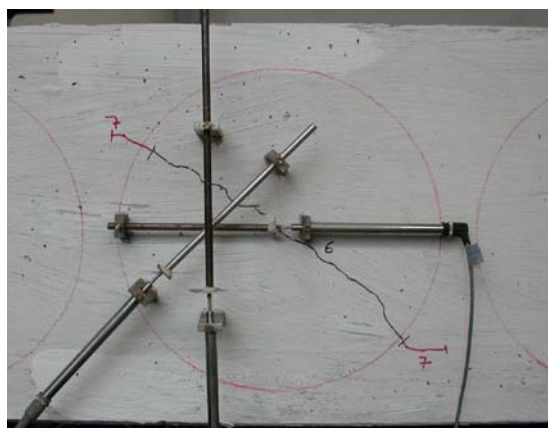


Abbildung 3.19: Ausbildung von Schubrisen im Bereich der Hohlkörper

Die Risse wiesen eine Breite von weniger als 0,1 mm auf. Eine ähnliche Rissentstehung konnte bei allen Hohlkörper-Versuchen festgestellt werden. Die Schubrisse vereinten sich bei Steigerung der Belastung mit den von unten fortschreitenden Biegerissen, so dass sich wieder ein Rissbild (Biege- und Biegeschubrisse) analog zu dem Referenzversuch MD360-V1 einstellte. Die Ausbildung dieser Schubzugrisse war somit noch kein Indiz für das Erreichen der Versagenslast, da das Risswachstum dieser Risse durch die im Rissverlauf zunehmende Betonquerschnittsbreite (bis zur Dicke der Massivdecke) gehemmt wurde.

Des Weiteren wurde festgestellt, dass sich bei den Versuchen HKD360-V2 und HKD360-V3 im Gegensatz zu dem Versuch HKD360-V1 (ohne Teilfertigteilplatte) einige Biegerisse aufgrund des reduzierten Verbundes in Höhe der Fuge zwischen Fertigteil und Ortbeton zunächst horizontal fortpflanzten, bevor sie senkrecht zur Fuge bzw. mit leichter Krümmung zur Lasteinleitung hin weiterwuchsen. Dieser Sachverhalt ist in Abbildung 3.20 zu erkennen.

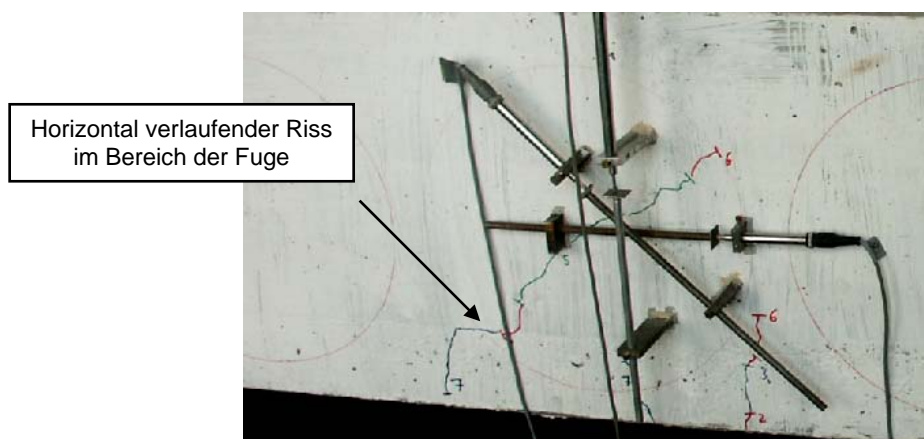


Abbildung 3.20: Rissbildung im Bereich der Verbundfuge

Ein negativer Einfluss auf die Traglast durch die Verbundfuge war jedoch nicht festzustellen.

Bei weiterer Laststeigerung bildete sich bei allen Hohlkörper-Versuchen vergleichbar zur Massivdecke ein maßgebender Schubriss aus, der sich direkt zwischen Lasteinleitung und Auflager erstreckte. Bei den Versuchen HKD360-V2 und HKD360-V3 entstand sowohl in dem linken als auch in dem rechten Querkraftbereich ein Schubriss zwischen Lasteinleitung und Auflager.

In den Abbildungen 3.21, 3.22 und 3.23 sind die Versuchskörper mit den jeweiligen Versagens-Schubbrissen dargestellt.

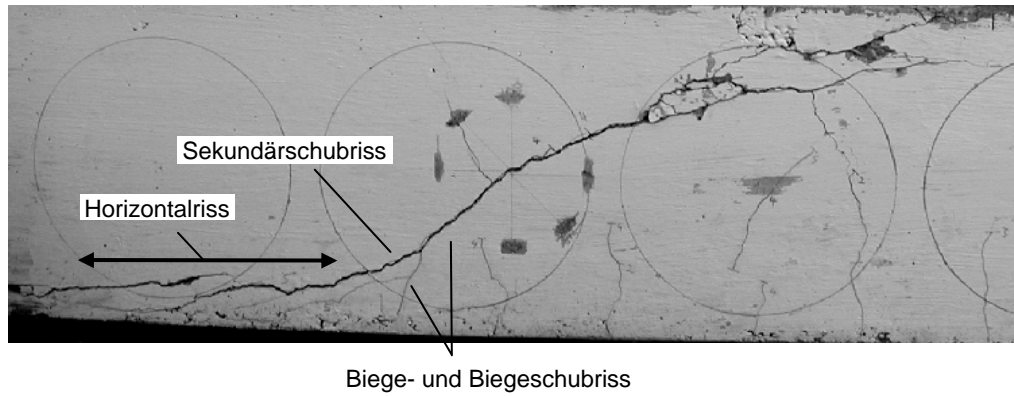


Abbildung 3.21: Versagens-Schubbriss, HKD360-V1

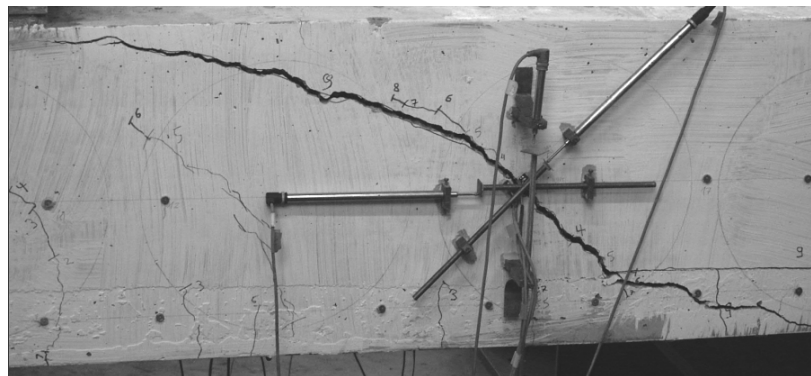


Abbildung 3.22: Versagens-Schubbriss, HKD360-V2

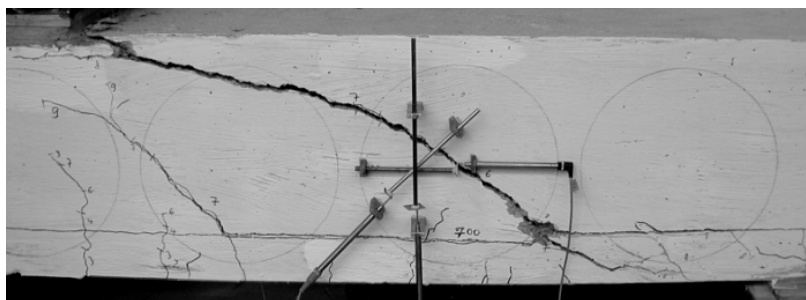


Abbildung 3.23: Versagens-Schubbriss, HKD360-V3

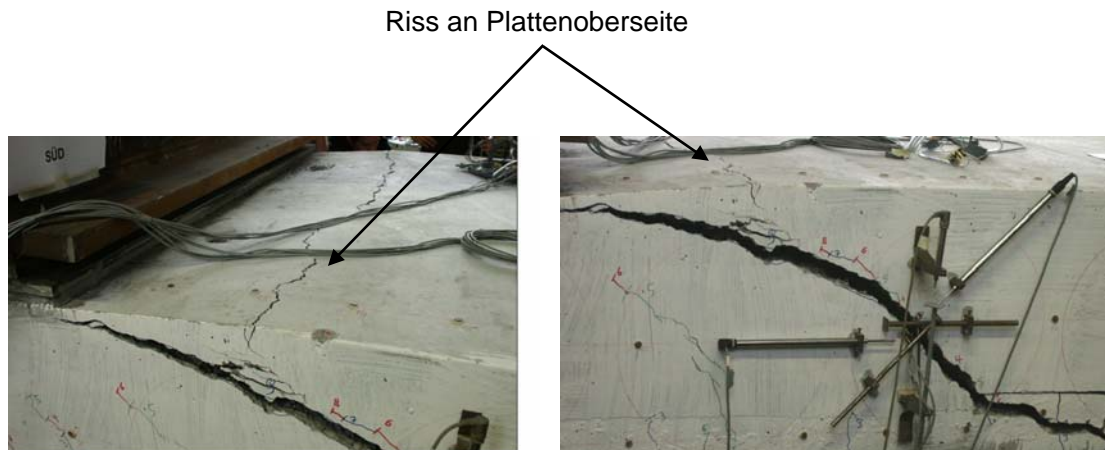


Abbildung 3.24: Sekundäres Versagen, Riss an Plattenoberseite

Kurz vor Erreichen der Bruchlast entstand vergleichbar zur Referenzplatte an der Plattenoberseite in Lasteinleitungsnähe und an der Plattenunterseite in Auflagernähe ein Riss quer über die Platte hinweg (vgl. auch Abschnitt 3.5.1). In Abbildung 3.24 ist ein Zustand nach Überschreiten der Maximallast dargestellt. Der Riss an der Plattenoberseite ist auf ein sekundäres Versagen infolge einer zusätzlichen lokalen Biegebeanspruchung der Druckzone zurückzuführen. Dieser Querriss bewirkt, dass das nach Entstehung des Versagensschubbrisses vorhandene Bogen-Zugband-Tragverhalten nicht bis zum theoretischen Versagen des Zugbandes auf Zug bzw. des Druckbogens auf Druck erhalten bleibt, sondern dass die Versagenslast vorzeitig erreicht wird. Dieser Mechanismus ist bei Biegeschubversuchen ohne Querkraftbewehrung allgemein bekannt.

In den drei Diagrammen der Abbildung 3.25 sind die Durchbiegungen der Hohlkörper-Versuche der Serie I gegenübergestellt.

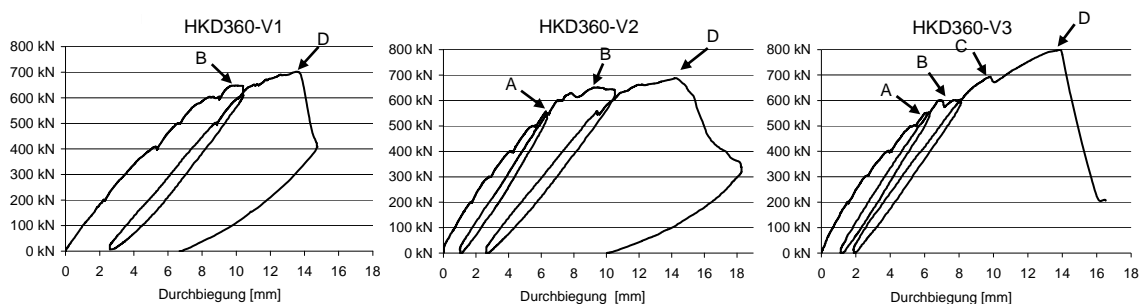


Abbildung 3.25: Last-Verformungs-Kurven, HKD360-V1 bis HKD360-V3

Die drei Kurven stimmen sehr gut überein. Bei den Versuchen HKD360-V2 und HKD360-V3 wurde bereits vor der Ausbildung des Versagens-Schubrisses eine Entlastung (Punkt A) vorgenommen. Bei Entlastung ging die Verformung nicht bis auf Null zurück. Dies ist wie bei dem Referenzversuch auch auf eine Verzahnung der Rissufer der bereits vorhandenen Risse zurückzuführen. Die Versagens-Schubrissbildung entstand bei allen Versuchen bei einer annähernd gleichen Pressenkraft von ca. 600 kN (Punkt B). Anschließend wurde bei allen Versuchen die Kraft vollständig bis auf Null heruntergeregt. Die erneute Belastung wurde so lange gesteigert, bis keine weitere Laststeigerung möglich war (Punkt D) und der Prüfkörper endgültig versagte.

Nachfolgend werden Dehnungsmessungen der Biegebewehrung vorgestellt.

In dem jeweils linken und rechten Diagramm der Abbildungen 3.26 bis 3.28 werden die Messwerte eines auflagernahen Dehnungsmessstreifens (DMS) dargestellt. Das mittlere Diagramm dieser Abbildungen gibt jeweils die Dehnungen eines DMS im Bereich des Momentenmaximums wieder.

Die Dehnungen der DMS auf der Biegebewehrung der Hohlkörper-Versuchskörper zeigen große Übereinstimmungen mit Messwerten an der massiven Platte. Die jeweils im mittleren Diagramm wiedergegebenen Dehnungen der auf der Biegebewehrung im Bereich konstanter Momentenbelastung applizierten DMS weisen auch nach dem Erreichen der Schubrisslast kein Fließen der Bewehrung auf. Die gemessenen Dehnungen stimmen sehr gut mit den rechnerisch ermittelten Dehnungen im Zustand II überein.

Hingegen weisen die DMS, welche im linken bzw. rechten Querkraftbereich der Platte in Auflagernähe auf der Biegebewehrung aufgebracht sind (jeweils linkes bzw. rechtes Diagramm der Abbildungen 3.26 bis 3.28) einen Dehnungssprung bei Erreichen der Schubrisslast auf.

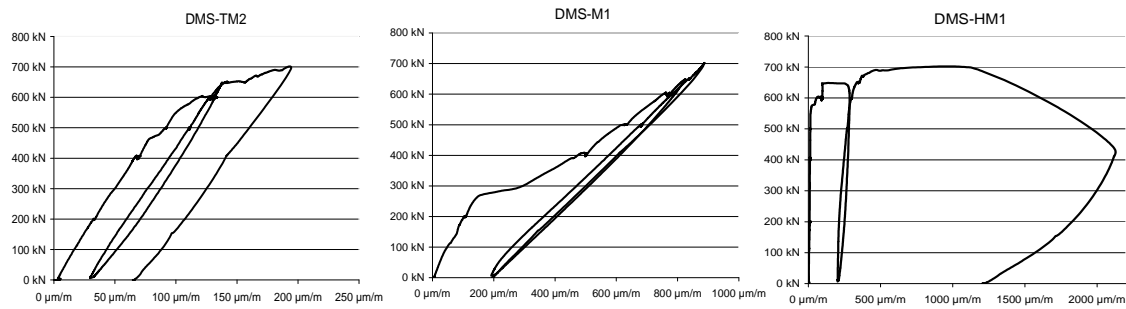


Abbildung 3.26: DMS-Messwerte, HKD360-V1

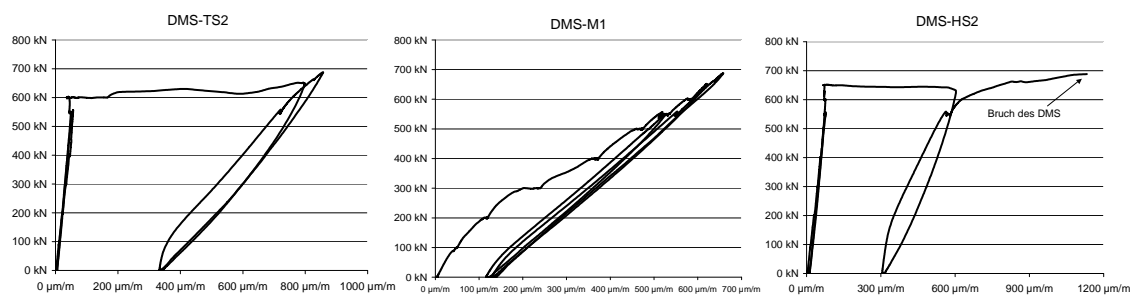


Abbildung 3.27: DMS-Messwerte, HKD360-V2

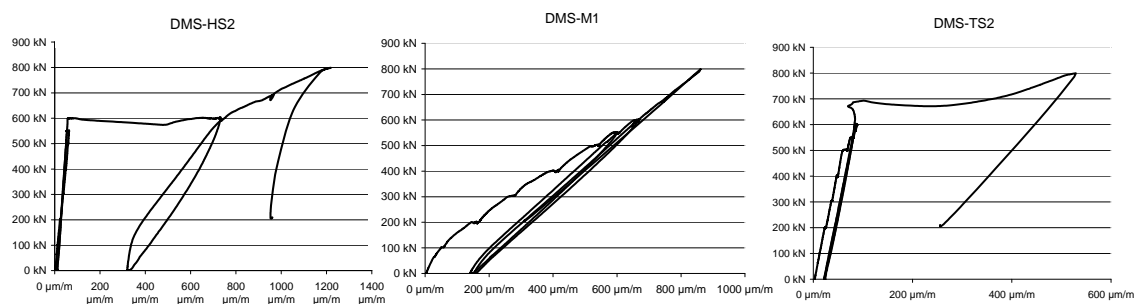


Abbildung 3.28: DMS-Messwerte, HKD360-V3

Die Auswertung der Setz-Dehnungs-Messungen wird hier anhand des Versuches HKD360-V2 dokumentiert. Auf die Darstellung aller Messergebnisse wird verzichtet, da zwischen den Messergebnissen aller Versuche große Übereinstimmung herrscht.

Abbildung 3.29 zeigt die Messungen der Dehnungen, die mit Hilfe des Setz-Dehnungs-Messgerätes für die Druckzone ermittelt wurden.

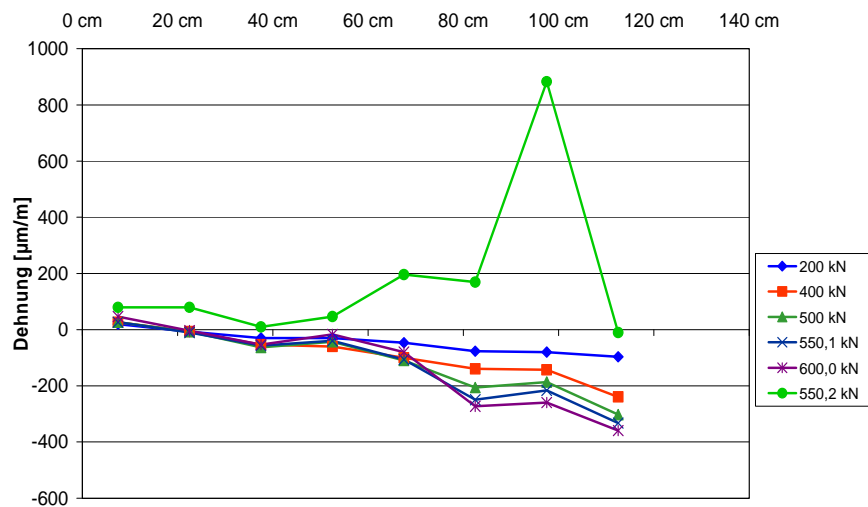


Abbildung 3.29: Auswertung der Setz-Dehnungs-Messungen (HKD450-V2)

Während der Erstbelastung wurde jeweils eine Messebene bei einer Pressenkraft von 200, 400, 500, 550 und 600 kN aufgenommen. Bei der Wiederbelastung - nach der Schubrissbildung - wurde bei einer Pressenkraft von 550 kN erneut eine Messebene aufgenommen. In dem Diagramm der Abbildung 3.29 ist die Messebene bei 550 kN im Erstbelastungspfad durch die Datenreihe 550,1 und die Messebene bei 550 kN im Wiederbelastungspfad durch die Datenreihe 550,2 gekennzeichnet. Während der Erstbelastung nahmen die Stauchungen der Druckzone in Abhängigkeit von der Momentenbeanspruchung erwartungsgemäß zu. Am Auflager (0 cm) war die Dehnung entsprechend der Momentenbelastung Null. Im Bereich der Lasteinleitung war die Druckstauchung maximal.

Im Vergleich zum Erstbelastungspfad waren bei der Wiederbelastung (Datenreihe 550,2) nach Bildung des Versagensschubrisses die Dehnungen in der Druckzone trotz gleicher Pressenkraft vollkommen unterschiedlich:

Bei der Wiederbelastung zeigte sich in der Druckzone in der Nähe der Lasteinleitung ($x \approx 100$ cm) ein Dehnungssprung. Es wurden nun positive Dehnungen an der Oberseite der Platte gemessen. Diese korrespondieren zu dem später entstandenen Biegeriss infolge lokaler Biegebeanspruchungen (Abbildung 3.24).

Dieses Verhalten konnte bei allen Hohlkörper-Versuchen, bei denen eine Messung während der Erstbelastung und während der Wiederbelastung durchgeführt wurde, festgestellt werden.

Die beobachteten Versagensmechanismen der Serie I weisen eindeutig auf ein „klassisches“ Biegeschubversagen sowohl bei der Massivdecke (Referenzplatte) als auch bei den Hohlkörperdecken hin. Sowohl die Rissbildung als auch die Messwerte bestätigen diese Beobachtungen. Zusammenfassend werden nachfolgend die Versagenslasten (Tabelle 3.4) und die Rissbilder der Serie I (Abbildung 3.30) aufgeführt.

Tabelle 3.4: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, Serie I

		MD360-V1	HKD360-V1	HKD360-V2	HKD360-V3
1	Durchbiegung w_{\max} [mm]	16,8	13,7	13,92	13,9
2	V_{Aufbau} [kN]	16,9	16,9	16,9	16,9
3	Risslast V_{cr} [kN]	654	340	328	316
4	Risslast in % von MD	100%	52%	50%	48%
5	Versagenslast V_u [kN]	654	367	359	416
6	Versagenslast in % von MD	100%	56%	55%	64%

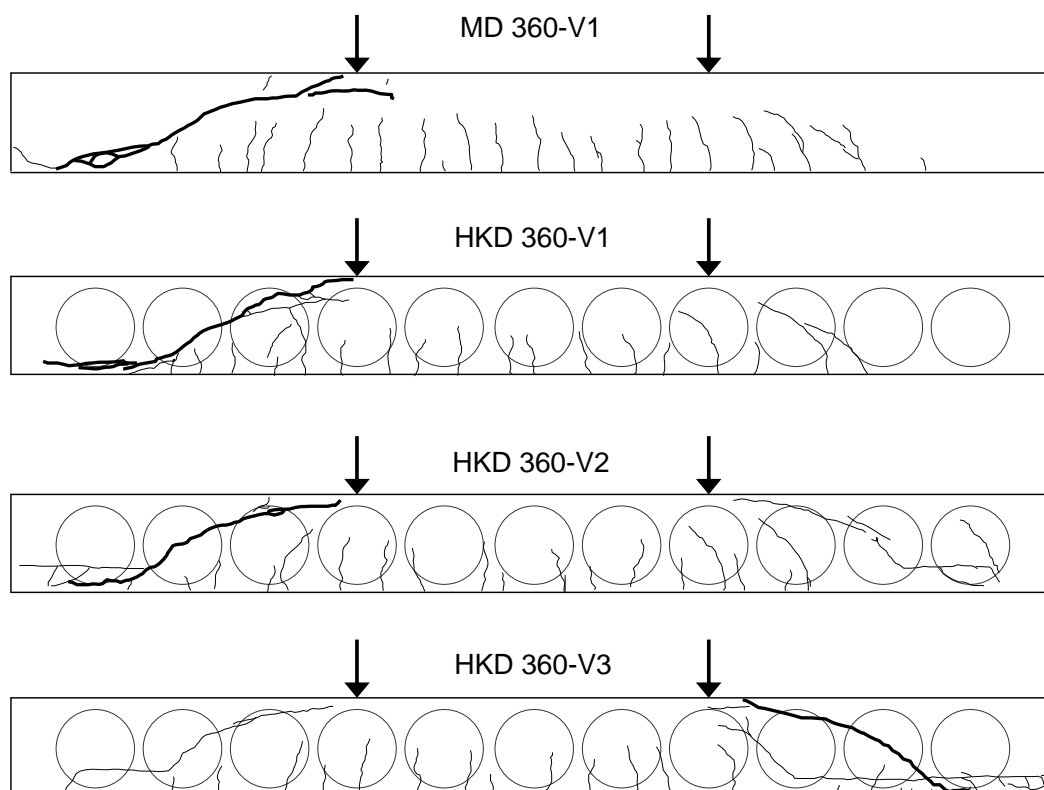


Abbildung 3.30: Gegenüberstellung der Rissbilder, Serie I

3.5.3 Referenzversuch Serie II

Die Versuche der Serie II wurden ebenfalls als 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Last wurde zwischen den einzelnen Laststufen langsam und kontinuierlich gesteigert. Erste Biegerisse konnten bei einer Pressenkraft von ca. 100 kN registriert werden, ein abgeschlossenes Biegerissbild lag bei einer Belastung von ca. 320 kN vor. Bei weiterer Laststeigerung nahm die Risslänge der vorhandenen Risse nur geringfügig weiter zu. Der mittlere Rissabstand der Biegerisse betrug ca. 10 cm. Zwischen den Lasteinleitungsstellen hatten die Risse eine annähernd konstante Länge von ca. 15 cm (siehe Abbildung 3.31). Zwischen Lasteinleitung und Auflager waren aufgrund des geringeren wirksamen Moments die Risse zum Auflager hin entsprechend kürzer. In unmittelbarer Auflagernähe entstanden keine Risse. In Abbildung 3.31 ist das Rissbild des Versuches MD180-V1 bei einer Pressenkraft von $P \sim 400$ kN dargestellt. Das Rissbild weist bis zu der dargestellten Laststufe überwiegend Biegerisse auf.

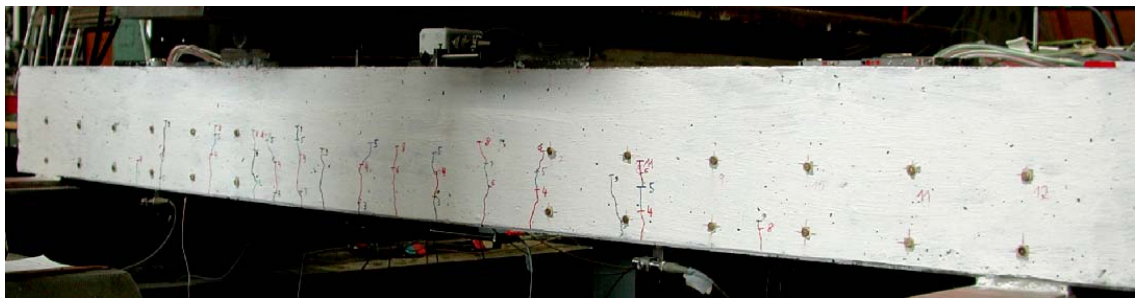


Abbildung 3.31: Abgeschlossenes Biege-Rissbild, $P \sim 400$ kN

Bei weiterer Laststeigerung ($P = 440$ kN) neigten sich die Biegerisse im Querkraftbereich in Richtung Lasteinleitung. Bei einer Pressenkraft von 520 kN entstand ein Schubriss in dem linken Querkraftbereich (s. Abbildung 3.32).

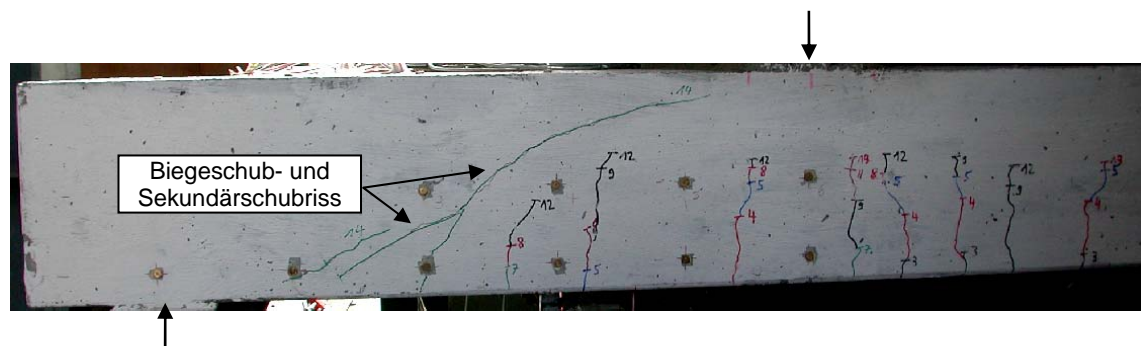


Abbildung 3.32: Schubriss im linken Querkraftbereich (Pressenkraft $F = 520$ kN)

Der Versuchskörper wurde vollständig entlastet. Im Anschluss wurde die Last erneut aufgebracht, bis bei 550 kN ein weiterer Schubriss in dem rechten Querkraftbereich auftrat (s. Abbildung 3.33).

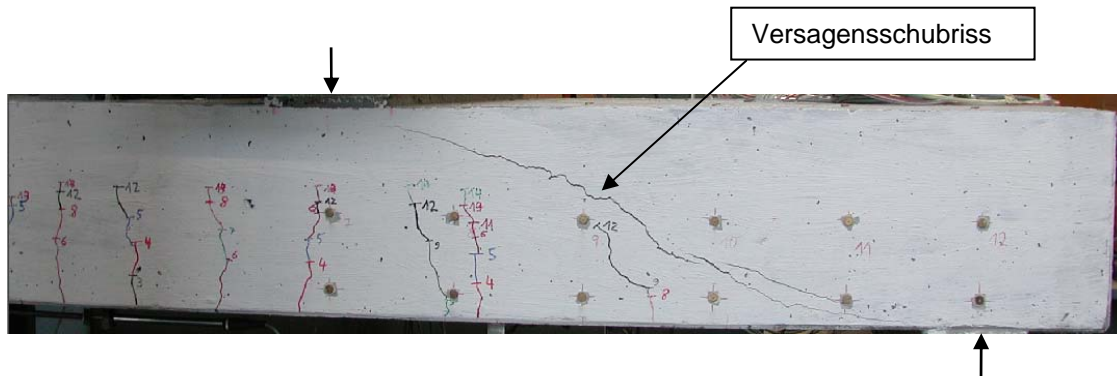


Abbildung 3.33: Schubriss, rechter Querkraftbereich, kurz vor endgültigem Versagen

Das Versagen trat schließlich dadurch ein, dass der Schubriss im rechten Querkraftbereich die Druckzone durchtrennte (s. Abbildung 3.34).

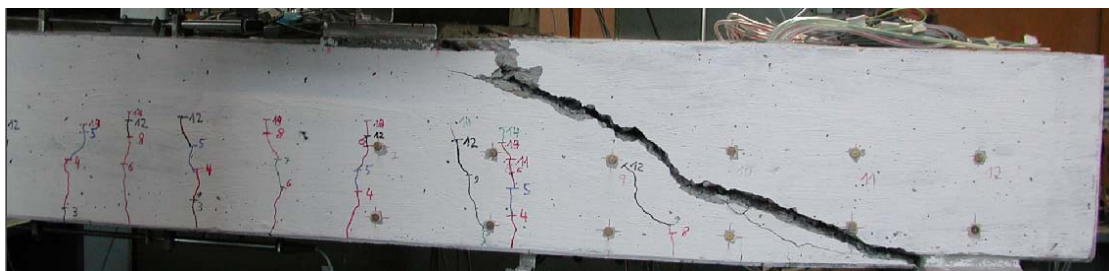


Abbildung 3.34: Endzustand nach Erreichen der Bruchlast

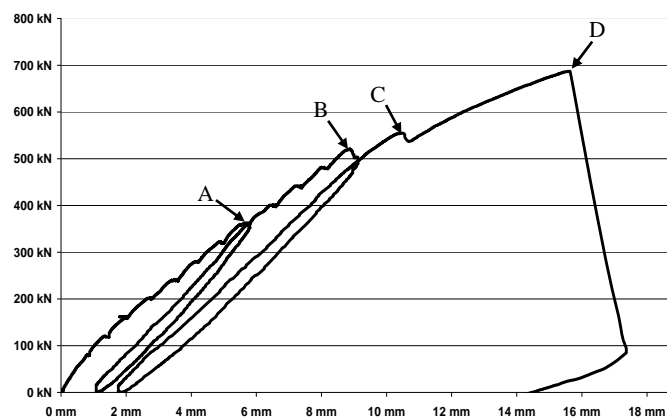


Abbildung 3.35: Last-Verformungskurve, Versuch MD180-V1

In Abbildung 3.35 ist die Last-Verformungskurve für den Versuch MD180-V1 wiedergegeben. Punkt A markiert den Zeitpunkt, bei dem eine erste Entlastung des Versuchskörpers vorgenommen wurde. Zu diesem Zeitpunkt hatte sich der Schubriss zwischen Lasteinleitung und Auflager (Abbildung 3.32) noch nicht ausgebildet. Anschließend wurde die Last erneut aufgebracht und über den Punkt A hinaus so lange gesteigert, bis schließlich der erste Schubriss in dem linken Querkraftbereich entstand (Punkt B). Nun wurde die Last zunächst nur bis auf 480 kN zurückgeregelt, um eine weitere Messebene (mittels Setz-Dehnungs-Messer) nach der Schubrissbildung aufzunehmen. Im Anschluss daran wurde der Versuchskörper vollständig entlastet.

Bei der zweiten Wiederbelastung wurde die Pressenkraft langsam kontinuierlich gesteigert, bis bei 550 kN plötzlich ein weiterer Schubriss in dem rechten Querkraftbereich (Punkt C) auftrat. Die Belastung wurde nachgeregelt und kontinuierlich weiter bis zum endgültigen Versagen der Platte (Punkt D) gesteigert. Die zugehörigen Dehnungen der Längsbewehrung im Bereich des Momentenmaximums und in den auflagnernahen Bereichen sind in Abbildung 3.36 wiedergegeben.

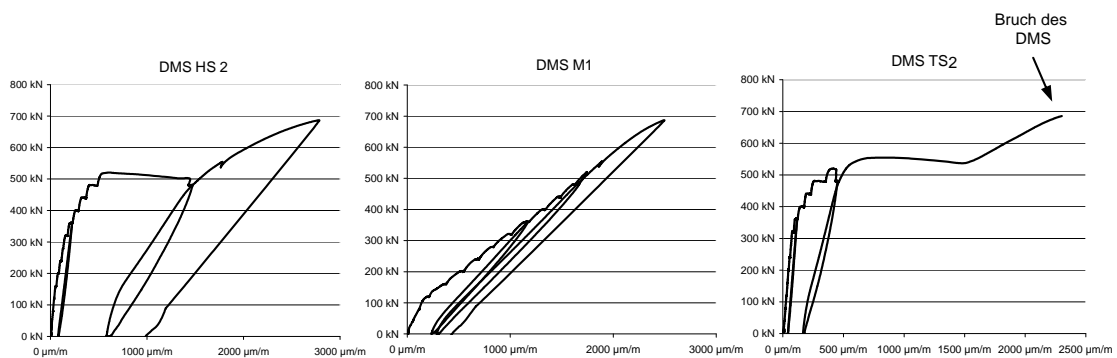


Abbildung 3.36: DMS auf Biegebewehrung

Das linke Diagramm der Abbildung 3.36 zeigt die Dehnungen eines auflagnernahen DMS auf der Längsbewehrung im linken Querkraftbereich. Das rechte Diagramm zeigt die Dehnungen eines auflagnernahen DMS im rechten Querkraftbereich. Im mittleren Diagramm ist die gemessene Dehnung eines DMS im Bereich zwischen den beiden Lasteinleitungen abgebildet.

3.5.4 Hohlkörperversuche, Serie II

Die Versuche der Prüfkörper HKD180-V1 bis HKD180-V3 der Serie II können aufgrund der großen Übereinstimmung hinsichtlich Rissbildung, Tragverhalten und Messergebnissen zusammenfassend dargestellt werden. Auf Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchen wird explizit hingewiesen.

Eine erste Biegerissbildung konnte bei allen Versuchen bei einer Pressenkraft von ca. 90 kN festgestellt werden. Ein abgeschlossenes Biegerissbild zwischen den Lasteinleitungen lag bei einer Pressenkraft von ca. 120 kN vor. Die Länge der Biegerisse wuchs bei $P=360$ kN bis über die halbe Plattenhöhe hinaus (vgl. auch Abbildung 3.37, 3.38 und 3.39). In diesem Zustand wurden Rissbreiten von $w \leq 0,1$ mm festgestellt.



Abbildung 3.37: Biegerissbildung, HKD180-V1, ($P=360$ kN)

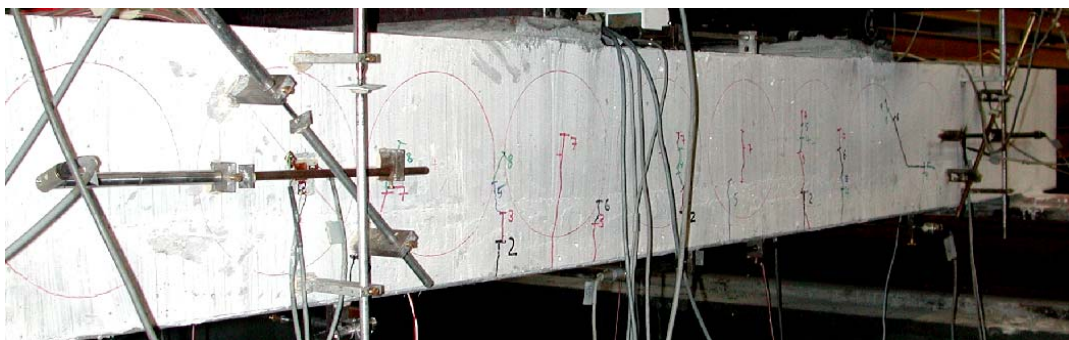


Abbildung 3.38: Biegerissbildung, HKD180-V2, ($P=360$ kN)

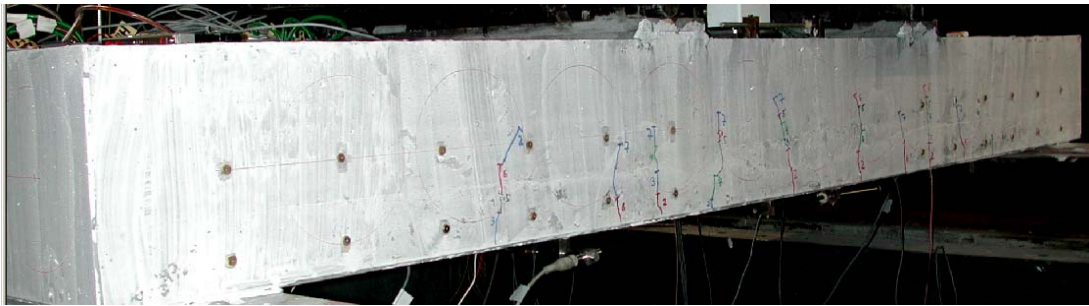


Abbildung 3.39: Biegerissbildung, HKD180-V3, ($P=320$ kN)

Wie bei den Versuchen der Serie I wurde die Ausbildung von Schubzugrissen festgestellt, welche sich von der Kugelmitte zu zwei Seiten hin ausbreiteten (vgl. Abbildung 3.40). Die Pressenkraft bei der Entstehung dieser Risse betrug im Versuch ca. 180 kN. Abbildung 3.40 zeigt den Schubzugriss des Versuches HKD180-V1 bei einer Belastung von $P \sim 360$ kN. Die Rissbreite betrug bei dieser Belastung weniger als 0,1 mm.

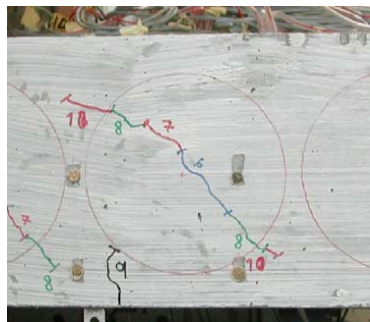


Abbildung 3.40: Ausbildung eines Schubzugrisses im Bereich der Hohlkörper

Das gleiche Verhalten wurde bereits bei den Hohlkörperdecken der Versuchsserie I beobachtet (vgl. Abbildung 3.19).

Insgesamt zeigte sich bei Serie II ein verästelteres Rissbild als bei Serie I (s. Abbildung 3.41), welches sich insbesondere im Versagens- bzw. im Nachbruchzustand ausbildete.

Der chronologische Ablauf der Rissentstehung ist durch die Nummerierung der Risse angegeben (s. Abbildung 3.41). Zunächst bildete sich Riss 1 kontinuierlich unter weiterer Laststeigerung. Die Risse 2 und 3 bildeten sich erst im Versagenszustand unter einem Winkel von ca. 40° (Riss 2) bzw. 20° (Riss 3) aus.

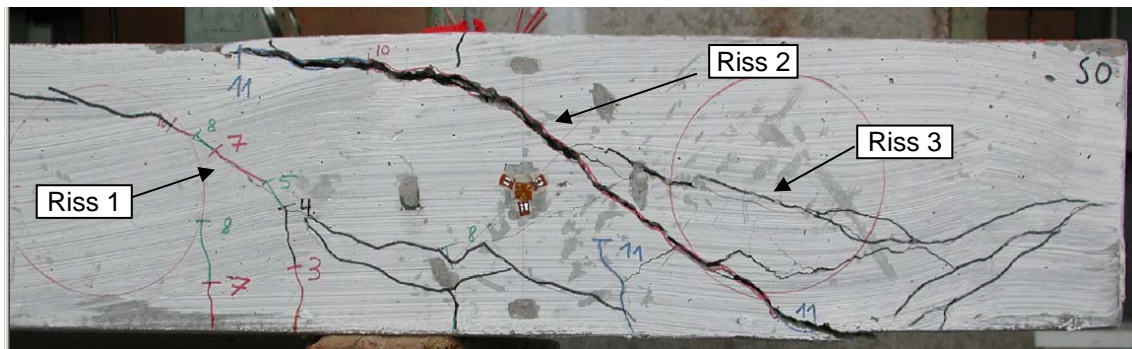


Abbildung 3.41: Versagensrissbild, HKD180-V1

Ein ähnliches Verhalten wurde bei der Rissbildung der Versuche HKD180-V2 und HKD180-V3 beobachtet (vgl. hierzu Abbildung 3.42 und Abbildung 3.43).

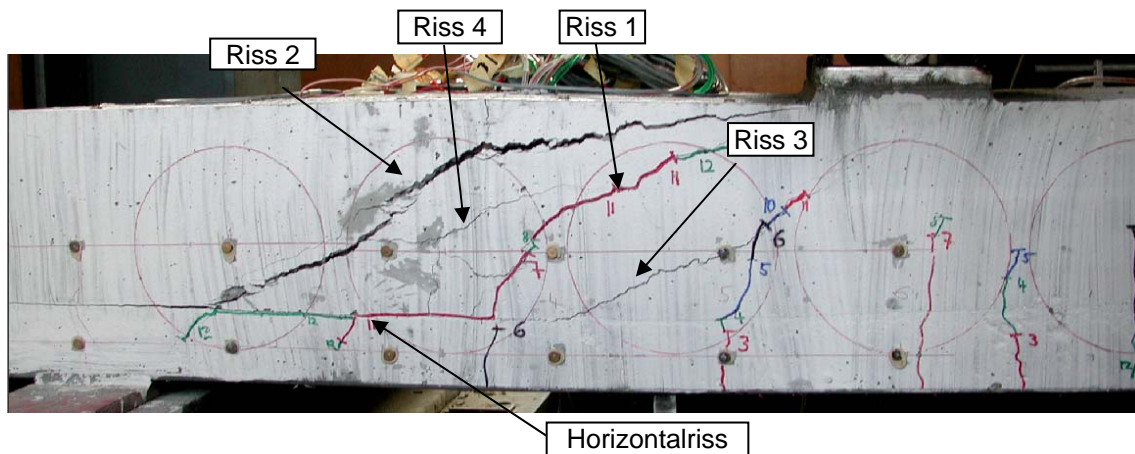


Abbildung 3.42: Versagensrissbild, HKD180-V2

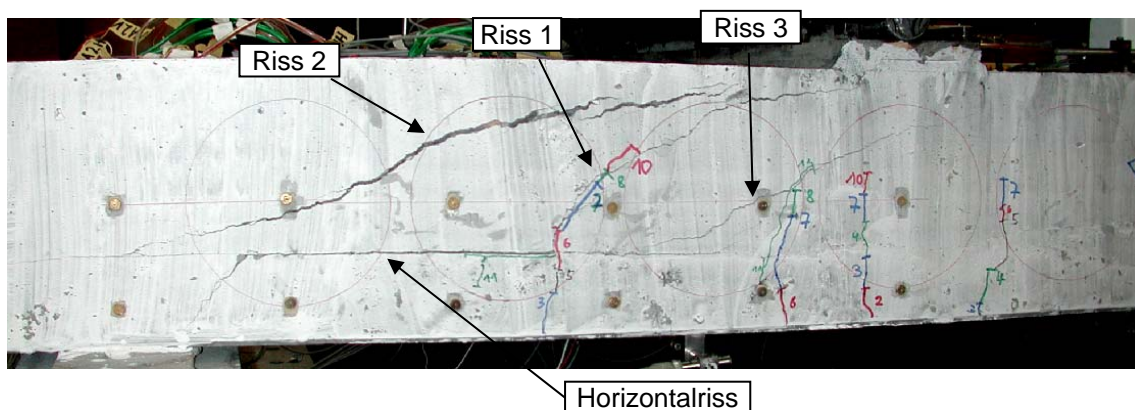


Abbildung 3.43: Versagensrissbild, HKD180-V3

In den Abbildungen 3.42 und 3.43 ist der bereits bei Serie I beobachtete Horizontalriss auf Höhe der Verbundfuge zu erkennen.

Abbildung 3.44 zeigt die Mittendurchbiegungen der Versuchskörper HKD180-V1 bis HKD180-V3. Die Durchbiegungen aller Hohlkörperdecken dieser Serie stimmen sehr gut überein.

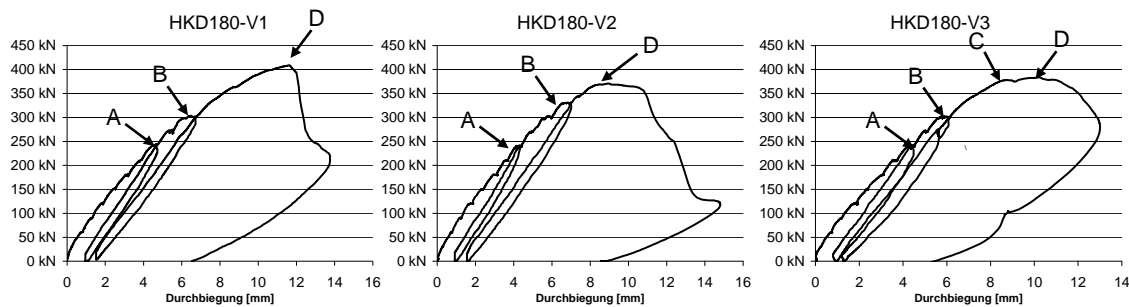


Abbildung 3.44: Last-Verformungs-Kurven, HKD180-V1 bis HKD180-V3

In den in Abbildung 3.44 dargestellten Diagrammen sind durch die angegebenen Punkte A bis D die verschiedenen Stadien der Rissbildung während der Versuchsdurchführung dargestellt. Punkt A beschreibt die erste Entlastung zu einem Zeitpunkt, als ein abgeschlossenes Biegerissbild vorlag, jedoch noch kein Schubriss vorhanden war.

Bei Punkt B entstand der erste Schubriss in einem der beiden Querkraftbereiche. Punkt C bezeichnet die Entstehung eines Schubrisses in dem zweiten Querkraftbereich, und D kennzeichnet den endgültigen Versagenszustand.

Ein Versagen konnte bei allen Hohlkörper-Versuchen der Serie II bei annähernd gleicher Belastung zwischen 350 und 400 kN beobachtet werden. Ein negativer Einfluss der vorbetonierten Teilfertigteilplatte auf die Verformung sowie auf die Versagenslast wurde in Serie II ebenfalls nicht festgestellt.

Die Messergebnisse der DMS auf der Biegebewehrung sind in Abbildung 3.45 angegeben. Es werden die Dehnungen der Biegebewehrung in den Querkraftbereichen (Diagramm links und rechts: Dehnungen in Auflagernähe) sowie für den Bereich des Momentenmaximums wiedergegeben.

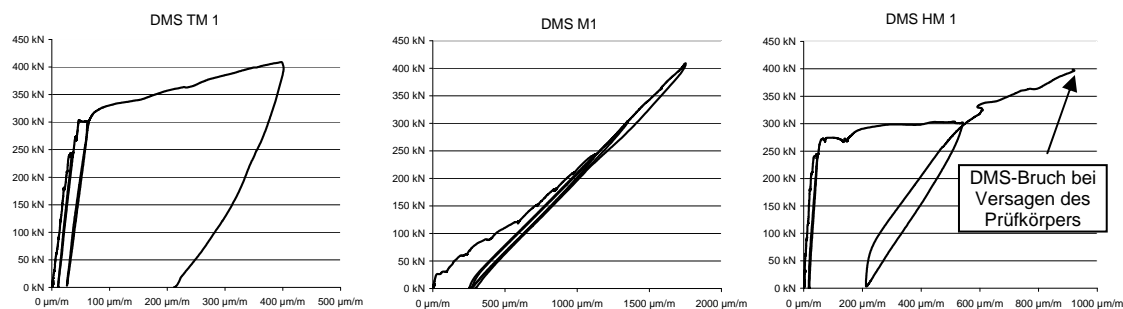


Abbildung 3.45: Dehnung der Biegebewehrung, HKD180-V1

Es bestätigen sich die bereits durch den Versuch an der Massivdecke der Serie II und durch die Versuche der Serie I gewonnenen Erkenntnisse. Die Schubrissbildung in den Querkraftbereichen bewirkt einen Dehnungssprung bei den auflagnahen DMS. Hin- gegen wird, wie das mittlere Diagramm der Abbildung 3.45 zeigt, die Dehnung in der Biegebewehrung im Bereich des Momentenmaximums durch die Schubrissbildung nicht merklich beeinflusst. Abbildung 3.45 rechts zeigt eine schlagartige Zunahme der Dehnungen bei einer Belastung von ca. 300 kN infolge der während der Versuchsdurch- führung festgestellten Ausbildung des Versagensrisses im rechten Querkraftbereich. Im linken Querkraftbereich bildete sich ab einer Belastung von ca. 330 kN ebenfalls ein ausgeprägter Biegeschubriss mit einem Horizontalriss auf Höhe der Längsbewehrung aus. Die Rissentstehung verlief jedoch weniger schlagartig als im rechten Bereich, so dass die in dem linken Diagramm gezeigten Dehnungen kontinuierlich zunehmen.

Die Versagenslasten der Versuchsserie II zeigt Tabelle 3.5.

Tabelle 3.5: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, Serie II

		MD180-V1	HKD180-V1	HKD180-V2	HKD180-V3
1	Durchbiegung w_{\max} [mm]	15,64	11,68	10,4	10,68
2	V_{Aufbau} [kN]	6,47	6,47	6,47	6,47
3	Risslast V_{cr} [kN]	263	157	154	150
4	Risslast in % von MD	100%	60%	60%	57%
5	Versagenslast V_u [kN]	350	210	192	198
6	Versagenslast in % von MD	100%	60%	55%	57%

In Abbildung 3.46 sind zusammenfassend die Rissbilder der Serie II gegenübergestellt.

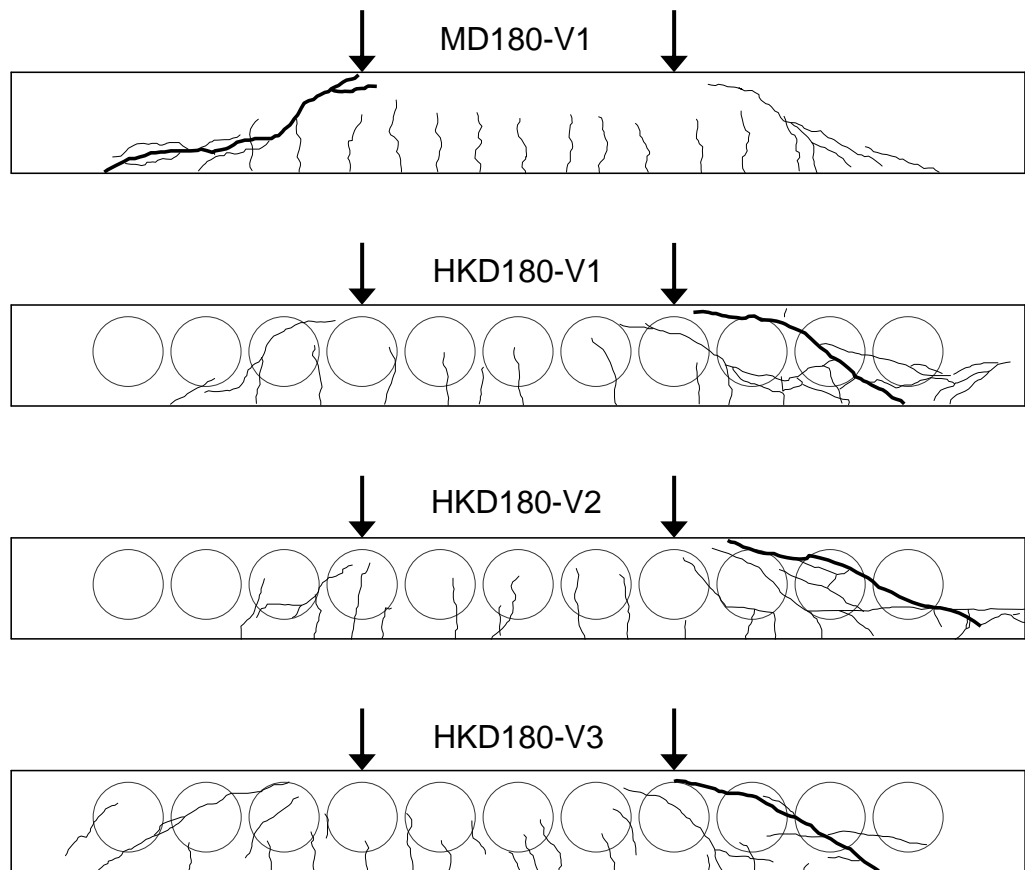


Abbildung 3.46: Rissbilder, Serie II

3.6 Erläuterung und Bewertung der Ergebnisse

In Abschnitt 3.5 wurden die Versuchsergebnisse der Versuche zum Querkrafttragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken im Vergleich zu einer Massivdecke ausführlich präsentiert.

Die wesentlichen Erkenntnisse werden noch einmal kurz aufgezeigt:

- 1) Das von Pfeffer [PFE01] beschriebene Biegetragverhalten der Massivdecke und der Hohlkörperdecke bis zum Zeitpunkt der Schubrissbildung wurde bestätigt. Die maximale Biegetragfähigkeit wurde nicht erreicht, da zuvor planmäßig ein Querkraftversagen auftrat.
- 2) Bei den Referenzversuchskörpern (Massivdecken) bildeten sich zunächst erwartungsgemäß Biege- und Biegeschubrisse. Bei weiterer Laststeigerung entstand ein maßgebender Schubriss zwischen Lasteinleitung und Auflager, der im Bruchzustand die Druckzone durchtrennte. In den Versuchen wurde somit ein klassisches Biegeschubversagen eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung erzielt. Im Endzustand fand eine Umlagerung statt, die eine Tragwirkung entsprechend eines Bogen-Zugband-Modells bestätigte. Die theoretische Versagenslast wurde jedoch nicht erreicht, da vorher die Druckzone durchtrennt wurde.
- 3) Die Hohlkörperdecken wiesen ein mit den Massivdecken (Referenz) identisches Rissbildungsverhalten auf. Der maßgebende Biegeschubriss bildete sich jedoch erwartungsgemäß auf einem niedrigeren Lastniveau.
- 4) Im Gegensatz zu den Referenzplatten entstanden bei den Hohlkörperplatten vor der eigentlichen Versagensrissbildung Schubzugrisse aufgrund der lokalen Querschnittsschwächung. Diese Schubzugrisse resultieren aus der Überschreitung der Zugfestigkeit in den geschwächten Querschnittsbereichen. Die Rissbreiten dieser Risse waren während des gesamten Versuchsverlaufs nur klein. Die Risse wuchsen kontinuierlich unter weiterer Laststeigerung und vereinigten sich mit den Biegerissen. Ein durch diese Risse hervorgerufenen vorzeitiges Versagen wurde nicht beobachtet.

- 5) Im Bereich der horizontalen Betonierfuge der Versuche 3 und 4 beider Serien bildete sich im Versuch aufgrund des verminderten Verbundes ein horizontaler Riss unterschiedlicher Länge. Dieser führte jedoch nicht zu einem vorzeitigen Versagen. Eine Reduzierung der Bruchlast hierdurch wurde ebenfalls nicht beobachtet. Ähnliche Erkenntnisse wurden bereits an Massivplatten von Hegger u.a. [HWBG02] gewonnen.



Abbildung 3.47: Durchtrennter Versuchskörper nach Versuchsdurchführung

Abbildung 3.47 zeigt den nach der Versuchsdurchführung durchtrennten Versuchskörper HKD360-V2. Der Versagensschubriss entwickelte sich hierbei über die gesamte Plattenbreite unabhängig von den vorhandenen Kugeln. Somit bestätigt sich der mit der Referenzplatte vergleichbare Trag- und Versagensmechanismus.

Der wesentliche Unterschied zwischen der Hohlkörperdecke und der Massivdecke liegt in der früher auftretenden Versagens-Schubrissentstehung sowie in dem Versagen der Hohlkörperdecke auf einem niedrigeren Lastniveau (55% - 64 %).

Die vorhandene Querschnittsschwächung der Hohlkörperdecken ist somit unmittelbar für die Traglastreduzierung verantwortlich. Es werden offensichtlich die drei wesentlichen Traganteile Druckzonentragfähigkeit, Rissuferverzahnung und Dübelwirkung durch die Querschnittsschwächung abgemindert. Die Größe der jeweiligen Abminderung hängt von verschiedenen Einflussfaktoren ab, wie zum Beispiel Größe der Hohlkörper, Druckzonenhöhe, Rissgeometrie, Kugelabstände.

Kapitel 4

Finite Elemente Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Da die Durchführung von Bauteilversuchen kosten- und zeitintensiv ist, ist es wünschenswert, die Anzahl der durchzuführenden Versuche auf ein Minimum zu reduzieren und weitere Untersuchungen anhand von Vergleichsrechnungen durchzuführen. Physikalisch-nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen (FE-Berechnungen) sind gut geeignet, das Tragverhalten von Bauteilen aus verschiedensten Werkstoffen realitätsnah wiederzugeben. Zur Absicherung und Kalibrierung der Modelle werden die Ergebnisse der Bauteilversuche genutzt. Auf Basis der somit gefundenen Modelle können anschließend Parameter variiert und deren Einfluss auf das Tragverhalten analysiert werden.

In Abschnitt 4.2 werden die Grundlagen physikalisch-nichtlinearer FE-Berechnungen vorgestellt. Aufgrund der dreidimensionalen Tragwirkung wird ein dreidimensionales FE-Modell gewählt. Die Vergleichsrechnungen mit den durchgeführten Versuchen (Kapitel 3) werden in Abschnitt 4.3 zusammengefasst. Auf Basis dieser Berechnungen wird in Abschnitt 4.4 zur Quantifizierung des Einflusses maßgebender Parameter auf die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken eine Parameterstudie durchgeführt.

4.2 Grundlagen

Das für die Berechnungen verwendete nichtlineare Programmsystem DIANA ist seit vielen Jahren in der Forschung etabliert. Es hat sich insbesondere bei der Untersuchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen bewährt. Zur Überprüfung der Materialmodelle und des Rechenkerns wurden von Neff [NEF06] diverse Kleinkörperuntersuchungen in DIANA durchgeführt. Die wirklichkeitsnahe Abbildung des Werkstoffverhaltens wurde hierdurch bestätigt.

Die in dem Programm zur Verfügung stehenden Elemente wurden ebenfalls überprüft. Sie wurden zur Identifizierung von ungewollten Shear-Locking-Effekten (Schubversteifung) so genannten Patch-Tests unterzogen. Die in dieser Arbeit verwendeten Elemente verhielten sich sehr robust sowohl in Bezug auf Locking-Phänomene als auch in Bezug auf Netzabhängigkeiten. Auf die Vorstellung der Ergebnisse dieser Einzel- und Voruntersuchungen wird hier verzichtet.

4.2.1 Rechenkonzepte

Zur wirklichkeitsnahen, physikalisch nichtlinearen Berechnung von spröden Materialien und Verbundwerkstoffen, wie beispielsweise Stahlbeton, ist es notwendig, das grundsätzlich unterschiedliche Materialverhalten unter Druck- und unter Zugbeanspruchung richtig wiederzugeben. Hierfür stehen in DIANA zwei Rechenkonzepte zur Verfügung, das Plasticity Model für den Druckbereich in Kombination mit dem Cracking-Model für den Zugbereich sowie die sogenannten Total Strain Konzepte, welche sowohl Materialmodelle für den Zug- als auch für den Druckbereich enthalten.

Beide Konzepte wurden im Rahmen der Forschungsarbeit erprobt und erwiesen sich zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens von Stahlbetonbauteilen als geeignet. Bei den Total Strain Konzepten wird das Rissverhalten zutreffender erfasst. Zudem können in DIANA für die Total Strain Modelle realistische mehraxiale Versagensthypothesen angewendet werden (Vier-Parameter-Modell nach Hsieh-Ting-Chen [DIA05], Berücksichtigung der Querdehnungsbehinderung nach Vecchio und Selby [SEVE93]). Die in DIANA enthaltenen Total-Strain-Modelle basieren auf der von Vecchio und Collins [VECO86] entwickelten „Modified Compression Field Theory“. Ihnen liegt ein sogenanntes verschmiertes Rissmodell zugrunde. Man unterscheidet zwischen dem Total Strain Rotating Crack und dem Total Strain Fixed Crack Model.

In dem Rotating Crack Model ist die Rissrichtung veränderlich. Diese „rotiert“ mit der Änderung der im jeweiligen Belastungszustand vorliegenden Hauptspannungsrichtung in den Gaußpunkten. Die Auswertung der Spannungs-Dehnungsbeziehung erfolgt jeweils nur in den Hauptspannungsrichtungen. Schubspannungen parallel zum Riss sind bei diesem Modell definitionsgemäß aufgrund der Orientierung der Rissrichtung in Richtung der Hauptspannungsrichtung nicht vorhanden.

Das Fixed Crack Model basiert auf den selben theoretischen Grundlagen wie das Rotating Crack Model. Es unterscheidet sich jedoch dahingehend, dass es an einem festen Koordinatensystem orientiert ist. Die Rissrichtung wird durch die Hauptspannungsrichtung bei Erreichen der Zugfestigkeit vorgegeben. Bei weiterer Laststeigerung bleibt die Rissrichtung der vorhandenen Risse konstant. Durch die Definition des sogenannten Shear Retention Factors β kann direkt Einfluss auf die über den Riss übertragene Schubspannung genommen werden (vgl. Glg. 4.1).

$$\begin{pmatrix} \Delta \sigma_n \\ \Delta \sigma_t \\ \Delta \tau_{nt} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_n & 0 & 0 \\ 0 & E_t & 0 \\ 0 & 0 & \beta \cdot G_o \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_n \\ \Delta \varepsilon_t \\ \Delta \tau_{nt} \end{pmatrix} \quad \text{Glg. 4.1}$$

Dies ist bei dem Rotating Crack Model nicht möglich.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden vergleichende Berechnungen an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung mit dem Rotating und dem Fixed Crack Model durchgeführt. Das Rotating Crack Model wies zwei wesentliche Nachteile im Vergleich zu dem Fixed Crack Model auf. Zum einen lässt sich die besondere und für das Versagen maßgebende Rissgeometrie von Querkraftversuchen ohne Querkraftbewehrung nicht richtig durch das Rotating Crack Model abbilden. Die rotierende Rissrichtung führt dazu, dass sich das Rissbild bei fortschreitender Laststeigerung verschiebt. Dies entspricht nicht dem realen Bauteilverhalten. Zum anderen besteht bei dem Rotating Crack Model nicht die Möglichkeit, die über den Riss hinweg übertragenen Schubspannungen zu kontrollieren (Rissuferverzahnung). Der Traganteil der Rissuferverzahnung trägt jedoch maßgeblich zur Querkrafttragfähigkeit bei. Er wird durch die Größe der vorhandenen Belastung und durch die Schubrissbreite unmittelbar beeinflusst und muss in der Berechnung für den jeweiligen Belastungszustand vorgegeben werden.

Durch das Fixed Crack Model lassen sich sowohl das Rissbild als auch die Einzeltraganteile der Schubübertragung über den Riss hinweg sehr gut abbilden. Daher wurde bei den durchgeführten Berechnungen das Fixed Crack Model verwendet.

4.2.2 Nichtlineares Materialverhalten

Beton unter Druckbeanspruchung

Beton unter Druckbeanspruchung weist ein belastungsabhängiges Materialverhalten auf. Bei geringer Druckbeanspruchungen (<30% der Druckfestigkeit) liegt ein nahezu linear elastisches Materialverhalten vor. Bei zunehmender Belastung eines einaxial druckbeanspruchten Betonkörpers führen Querkzugspannungen zur Mikrorissbildung. Hierdurch nimmt die Steifigkeit des Betons nichtlinear ab, so dass die Last-Verformungskurve sowie die Spannungs-Dehnungskurve flacher geneigt verlaufen. Unter weiterer Laststeigerung führt die durch die fortschreitende Mikrorissbildung zunehmende Schädigung des Betongefüges schließlich zum Versagen des Betons. Unter mehraxialer Druckbeanspruchung werden die Querdehnungen reduziert und die aufnehmbare Betondruckspannung vergrößert.

In Abbildung 4.1 ist die Bruchumhüllende eines Betonkörpers unter zweiaxialer Druckbeanspruchung dargestellt.

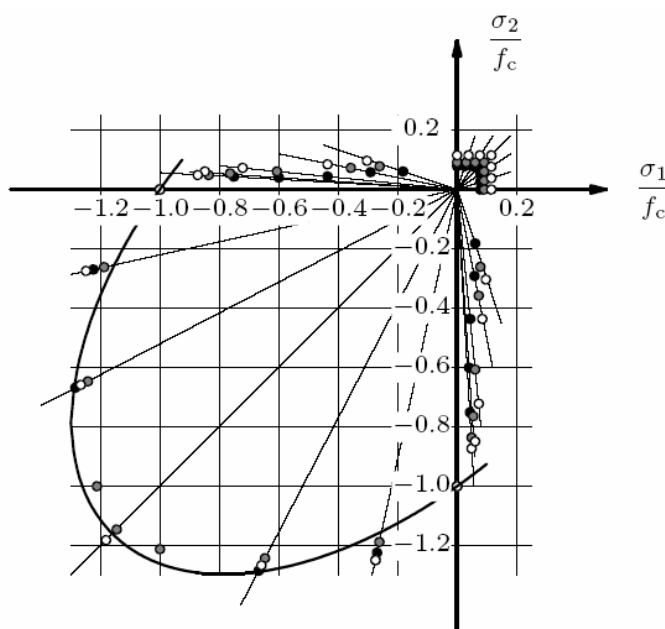


Abbildung 4.1: Beton unter zweiaxialer Beanspruchung, aus Kupfer/Gerstle [KUGE73]

Unter dreiaxialer Beanspruchung ergibt sich als Versagensumhüllende eine Versagensoberfläche (vgl. Abbildung 4.3). Unter isotropen Druckspannungsverhältnissen kann die Druckbeanspruchung theoretisch bis ins Unendliche gesteigert werden.

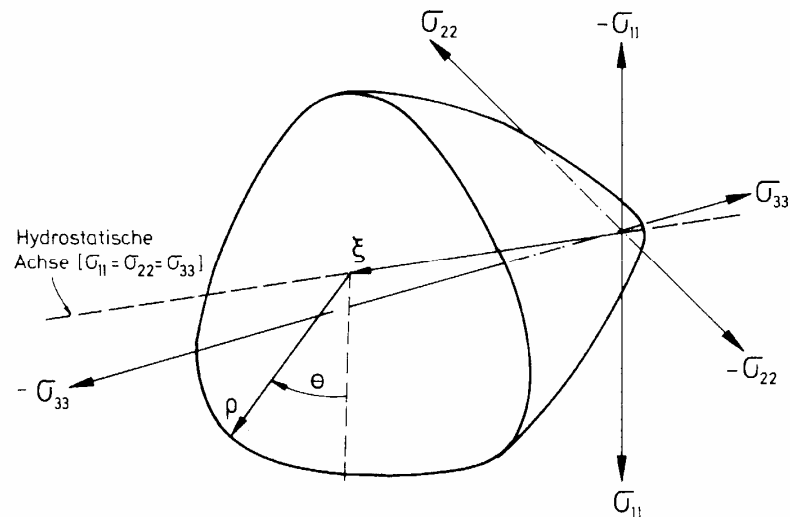


Abbildung 4.2: Bruchumhüllende unter dreiaxialer Druckbeanspruchung [KOME90]

Bei den durchgeführten Berechnungen wurde die Bruchumhüllende aufgrund der räumlichen Modellierung unter dreiaxialer Beanspruchung verwendet.

In DIANA wird das mehraxiale Materialverhalten wie folgt berücksichtigt: Zunächst wird das einaxiale Betonverhalten durch eines der in Abbildung 4.3 gezeigten Modelle vorgegeben. Das Modell von Thorenfeldt bildet hierbei das Betonverhalten unter einaxialer Belastung wirklichkeitsnah ab und wird daher für die Berechnungen verwendet.

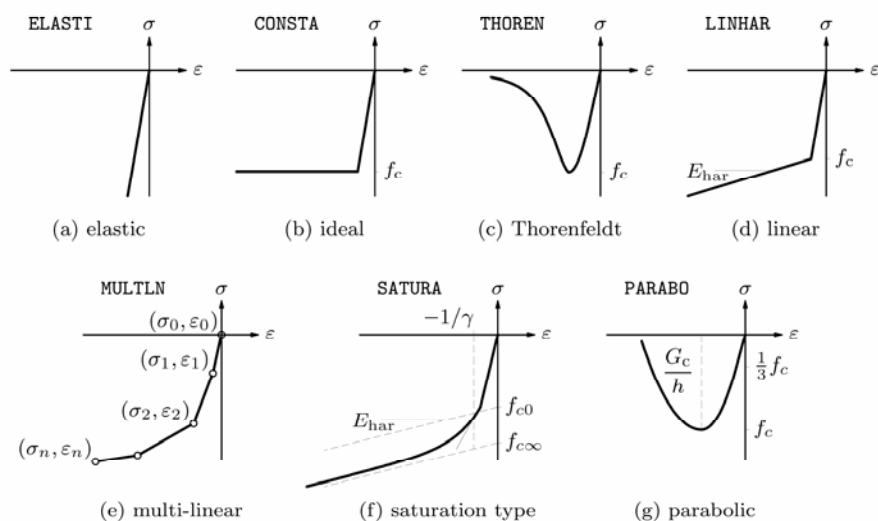


Abbildung 4.3: Materialmodelle für Beton unter Druckbeanspruchung [DIA05]

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Thorenfeldt wird durch folgende Gleichung wiedergegeben:

$$\sigma_c = -f_c \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \cdot \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^{nk}} \quad \text{Glg. 4.2}$$

mit:

f_c Höchstwert der Betondruckspannung

ε_c Betondehnung (veränderlich)

ε_{c1} Betondehnung bei Erreichen der maximalen Betondruckspannung

n Beiwert $n = 0,80 + \frac{f_{c,cube}}{17}$

k Beiwert $n = \begin{cases} 1 & \text{für } 0 > \varepsilon_c > \varepsilon_{c1} \\ 0,67 + \frac{f_{c,cube}}{62} & \text{für } \varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \end{cases}$

Die von Thorenfeldt beschriebene Gleichung für die einaxiale Betondruckfestigkeit wird durch den Ansatz von Hsieh-Ting-Chen [DIA05] in eine dreiaxiale Versagensfläche überführt (Glg. 4.3).

$$f = 2,0108 \frac{J_2}{f_{cc}^2} + 0,9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cc}} + 9,1412 \frac{f_{c1}}{f_{cc}} + 0,2312 \frac{I_1}{f_{cc}} - 1 = 0 \quad \text{Glg. 4.3}$$

mit:

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_{c1} - \sigma_{c2})^2 + (\sigma_{c2} - \sigma_{c3})^2 + (\sigma_{c3} - \sigma_{c1})^2 \right)$$

$$I_1 = \sigma_{c1} + \sigma_{c2} + \sigma_{c3}$$

$$f_{c1} = \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3})$$

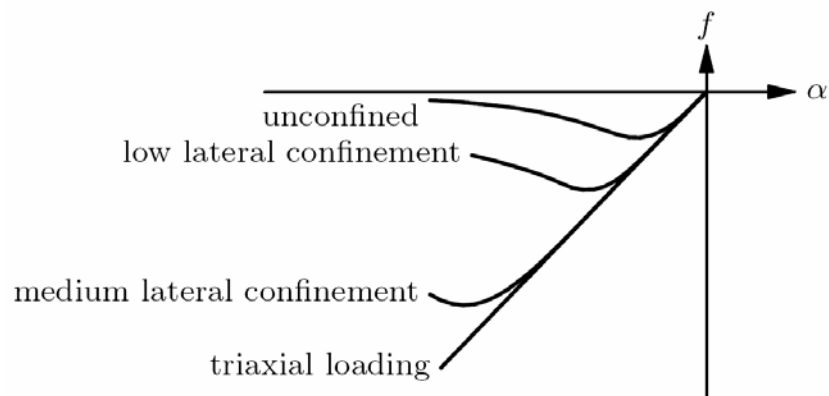


Abbildung 4.4: Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung mehraxialer Druckbeanspruchung [DIA05]

Der Einfluss der Rissbildung senkrecht zur Druckbeanspruchungsrichtung wird in dem Total Strain Konzept in Abhängigkeit von der Querkzugbeanspruchung berücksichtigt. In DIANA wird hierfür der Ansatz nach Vecchio und Collins [VECO86] zugrunde gelegt. Hierzu wird die einaxiale Druckfestigkeit mit dem Faktor β multipliziert.

$$\beta = \frac{f_{2,\max}}{f'_c} = \frac{1}{0,8 + 170\varepsilon_1} \quad \text{Glg. 4.4}$$

mit

$f_{2,\max}$ = reduzierte Druckfestigkeit

f'_c = einaxiale Zylinderdruckfestigkeit

ε_1 = Hauptquerkzugdehnung

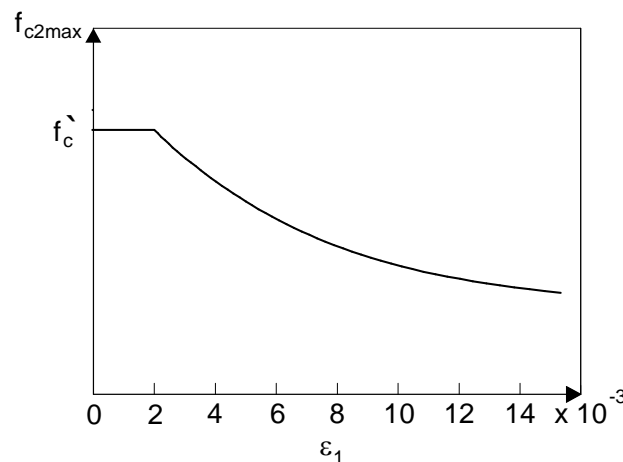


Abbildung 4.5: Reduktionsfaktor der Betondruckfestigkeit für Beton unter Querkzugbeanspruchung [SEVE93]

Beton unter Zugbeanspruchung

Die einaxiale zentrische Zugfestigkeit von Beton f_{ct} korreliert mit der Betondruckfestigkeit und beträgt etwa 10 % dieser.

Die Modellvorstellung für das Betonversagen unter zentrischer Zugbeanspruchung ist in Abbildung 4.6 wiedergegeben. Der Versagensmechanismus wird im Wesentlichen durch vier Versagensstadien beschrieben. Zunächst liegt ein annähernd linear elastisches Materialverhalten vor (Stadium 1: Lastpfad bis Punkt A). Die bei dieser Belastung einsetzende Mikrorissbildung führt zu einem Steifigkeitsabfall. Die Zugkraft lässt sich noch geringfügig über diesen Punkt hinaus bis zum Erreichen der Belastung an Punkt B (Stadium 2) steigern. Die Laststeigerung bewirkt die Neubildung und Ansammlung weiterer Mikrorisse, so dass die Belastung über den Punkt B hinaus nicht weiter gesteigert werden kann. Die aufnehmbare Kraft fällt bei zunehmendem Weg stark ab (tension softening). Bei Punkt C (Stadium 3) liegt eine Separation der Rissufer vor. Die dann noch aufnehmbaren Kräfte sind im Wesentlichen auf Adhäsionskräfte der Zuschlagkörner zurückzuführen. Bei fortschreitender Rissöffnung fallen diese Kräfte kontinuierlich bis auf Null ab (Stadium 4).

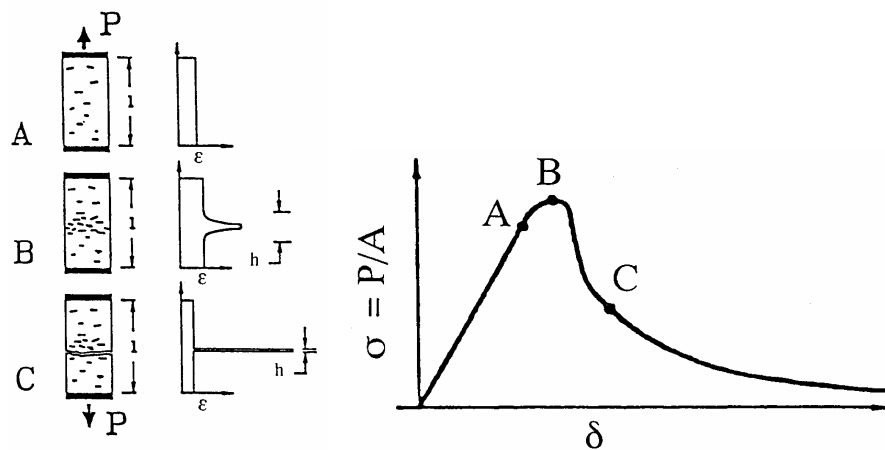


Abbildung 4.6: Versagensmodell, Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung [DUD91]

Die nach Erreichen der Zugfestigkeit zwischen dem abfallenden Ast der Zugspannungs-Verformungs-Kurve und der Weg-Achse aufgespannte Fläche ist ein Maß für die im Riss freigesetzte Energie. Diese Energie wird als Bruchenergie G_f bezeichnet (vgl. Abbildung 4.7).

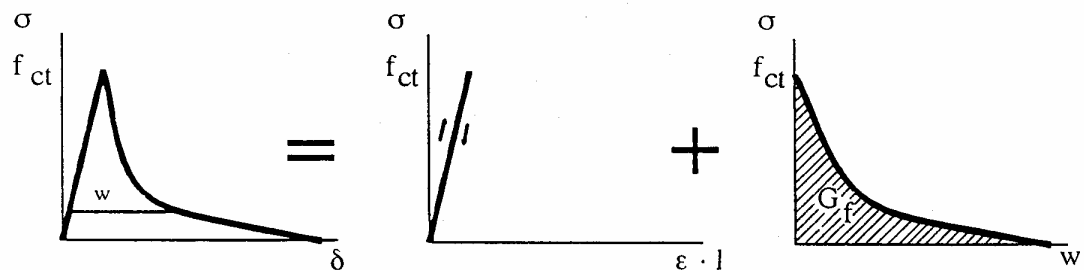


Abbildung 4.7: Grafische Darstellung der Bruchenergie [REM94]

Die Bruchenergie ist eine Materialkonstante, welche in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und dem Größtkorn des Zuschlags ermittelt wird. Sie beeinflusst die Völligkeit des abfallenden Astes der Zugspannungs-Verformungskurve. Eine große Bruchenergie führt demnach zu einer großen Völligkeit und somit zu einem flacheren Verlauf des abfallenden Astes, eine geringe Bruchenergie bewirkt ein rasches Abfallen der aufnehmbaren Zugspannung im Nachbruchbereich.

Gemäß Model Code 1990 [MC90] wird die Bruchenergie wie folgt berechnet:

$$G_f = G_{fo} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0,70}$$

Glg. 4.5

mit

G_{fo} = Grundwert der Bruchenergie

f_{cm} = mittlere Zylinderdruckfestigkeit

f_{cmo} = Grundwert der Zylinderdruckfestigkeit, $f_{cmo}=10 \text{ N/mm}^2$

Zur Berücksichtigung des Verhaltens von Beton unter Zugbeanspruchung steht in DIANA eine Vielzahl von Modellen zur Verfügung. Die Modelle für ein linear elastisches, ein linear-elastisch ideal-plastisches oder ein vollkommen sprödes Betonverhalten geben das Tragverhalten von Beton unter Zug nicht wirklichkeitsnah wieder. Das in DIANA enthaltene Materialgesetz mit einer linearen Softening-Beziehung ist grundsätzlich zur Beschreibung des Zugverhaltens im abfallenden Ast geeignet, hierdurch wird jedoch die in Wirklichkeit überproportional abfallende Zugspannung zu günstig abgebildet. Sehr realistisch lässt sich das Zugtragverhalten von Beton im Nachbruchbereich durch das Modell mit einem Exponentialansatz oder durch das Modell von Hordijk beschreiben, welches auf empirischen Auswertungen basiert. Durch das multi-lineare Modell lassen sich beliebige Zugspannungs-Dehnungs-Beziehungen in DIANA modellieren.

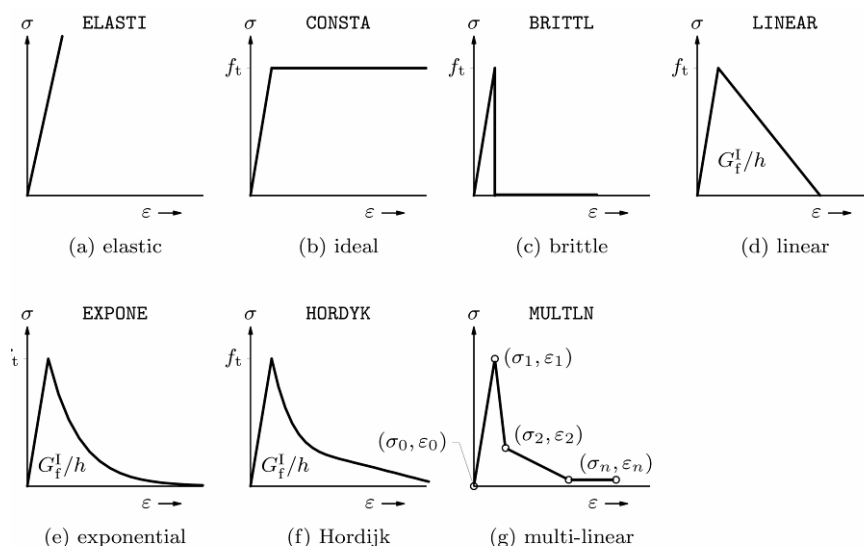


Abbildung 4.8: Materialeigenschaften für Beton unter Zugbeanspruchung [DIA05]

Bei den durchgeführten Berechnungen wurde das Modell von Hordijk verwendet (vgl. Abbildung 4.8).

Die Zugspannungs-Dehnungslinie nach Hordijk ist beschrieben durch:

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_t} = \begin{cases} \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{max}} \right)^3 \right]^{-c_2 \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{max}}} - \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{max}} \cdot (1 + c_1^3)^{-c_2} & \text{für } 0 < \varepsilon_{cr} < \varepsilon_{max} \\ 0 & \text{für } \varepsilon_{cr} < \varepsilon_{max} < \infty \end{cases} \quad \text{Glg. 4.6}$$

mit:

σ_{cr} Rissspannung

ε_{cr} Rissdehnung

f_t Zugfestigkeit des Betons

c_1 Konstante $c_1=3,0$

c_2 Konstante $c_2=6,93$

ε_{max} maximale Dehnung: $\varepsilon_{max} = 5,136 \frac{G_f}{h \cdot f_t}$

G_f Bruchenergie

Tension Stiffening

Das Zugtragverhalten von Beton wirkt sich auf das Spannungs-Dehnungsverhalten eines einbetonierten Zugstabes aus. Empelmann [EMP95] hat das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen an einem zentrisch gezogenen einbetonierten Zugstab untersucht. Die Auswertung ist in Abbildung 4.9 gegeben. Beim Vergleich der Spannungs-Dehnungskurve des reinen Betonstahls mit der des einbetonierten Betonstahls ist zu beobachten, dass die Steifigkeit des einbetonierten Betonstahls auch nach der Rissbildung noch deutlich größer ist als die des reinen Bewehrungsstabes. Mit zunehmenden Betonstahldehnungen bzw. mit zunehmender Rissbreite fällt der Traganteil des Betons zwischen den Rissen sukzessive aus und die Spannungs-Dehnungskurve des einbetonierten Zugstabes nähert sich asymptotisch der Spannungs-Dehnungskurve des reinen Betonstahls an. In Voruntersuchungen zur Überprüfung der in dem Programmsystem DIANA enthaltenen Materialgesetze untersuchte Neff [NEF06] diesen Effekt für ein vollständig sprödes Materialmodell und für das Materialmodell nach Hordijk. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Abbildung 4.9 wiedergegeben.

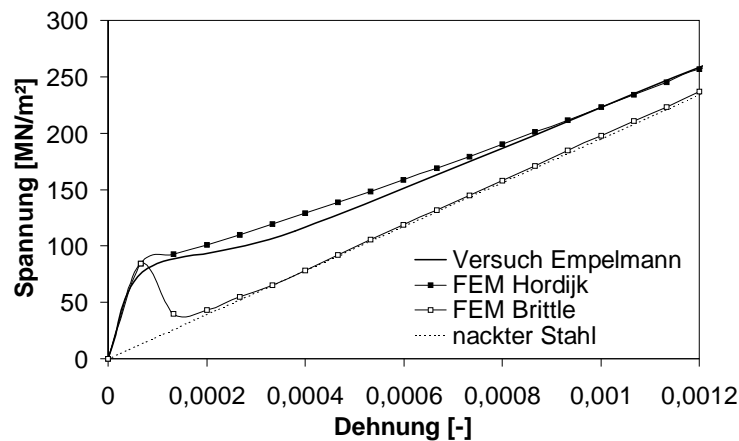


Abbildung 4.9: Untersuchung von Tension Stiffening in DIANA [NEF06]

Im Gegensatz zu dem Materialgesetz mit einem vollständig spröden Materialverhalten wird der Tension-stiffening Effekt durch das verwendete Materialgesetz von Hordijk sehr zutreffend beschrieben.

Betonstahl

In den Versuchen wurde ein warmgewalzter Betonstahl BSt 500 S verwendet. Betonstahl weist bis zum Erreichen der Fließgrenze sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung ein linear-elastisches Materialverhalten auf. Bei warmgewalztem Betonstahl schließt sich nach Erreichen der Fließgrenze ein plastisches Materialverhalten mit geringer Endverfestigung an. In Abbildung 4.10 ist die idealisierte Spannungs-Dehnungsbeziehung nach DIN 1045-1 dargestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls wurde für die nichtlinearen Berechnungen in DIANA als linear-elastisch ideal-plastisch mit einer Fließgrenze von 550 N/mm² eingegeben. Zugversuche an dem in den Versuchen verwendeten Betonstahl wurden nicht durchgeführt.

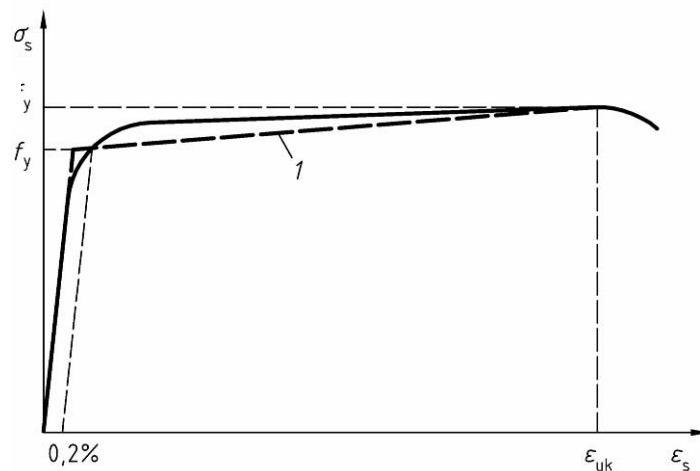


Abbildung 4.10: Idealisierte Spannungs-Dehnungskurve [DIN 1045-1]

In DIANA können Bewehrungselemente als verschmierte Bewehrung sowie als diskrete Bewehrung mit Kontaktelementen idealisiert werden.

Bei der verschmierten Bewehrung werden in DIANA den von der Bewehrung durchdrungenen finiten Betonelementen automatisch die über das Element „verschmierten“ Steifigkeitsanteile der Bewehrung hinzuaddiert.

Bei diskreter Bewehrung werden Bewehrungselemente über Kontaktelemente mit dem Betonkörper verbunden. Durch die Kontaktelemente wird das Verbundverhalten zwischen Beton und Stahl definiert. Die Verwendung von diskreter Bewehrung führt zu einer äußerst zeit- und arbeitsaufwendigen Modellierung und Berechnung. Die hierdurch erzielte Genauigkeit der Ergebnisse auf der Makroebene (Trag- und Verformungsverhalten) steht jedoch aufgrund der nur geringen Abweichungen der Ergebnisse mit verschmierter Rissbildung nicht im Verhältnis zu deren Nutzen.

Bei den Berechnungen wurde das Modell mit verschmierter Bewehrung angewendet.

Verbundverhalten

Bei der „verschmierten Bewehrung“ wird ein starrer Verbund zwischen Beton und Stahl zugrunde gelegt. Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens auf der Makroebene ist die Modellierung des starren Verbundes ausreichend. Die wirklichkeitsnahe Abbildung unterschiedlicher Verbundbedingungen, wie sie bei der zweiachsigen Hohlkörperdecke vorliegen, kann jedoch auch ohne aufwendige

Modellierung mit diskreter Bewehrung und Kontaktelementen umgesetzt werden, indem eine modifizierte Stahlkennlinie zugrunde gelegt wird. Bei den vorliegenden Berechnungen wurde die von Pfeffer [PFE01] empfohlene modifizierte Stahlkennlinie (vgl. Abbildung 4.11) verwendet, welche auf Basis der Gleichung des Eurocode (Glg. 4.7) ermittelt wird.

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{smr} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad \text{Glg. 4.7}$$

mit:

- ε_{sm} = mittlere Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen
- ε_{smr} = mittlere Stahldehnung im ungerissenen Querschnitt bei Erreichen der Risslast
- σ_{sr} = Stahlspannung im gerissenen Querschnitt bei Erreichen der Risslast
- σ_s = Stahlspannung im gerissenen Querschnitt für die betrachtete Belastung
- β_1 = Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung
- β_2 = Beiwert zur Berücksichtigung von Art und Dauer der Belastung

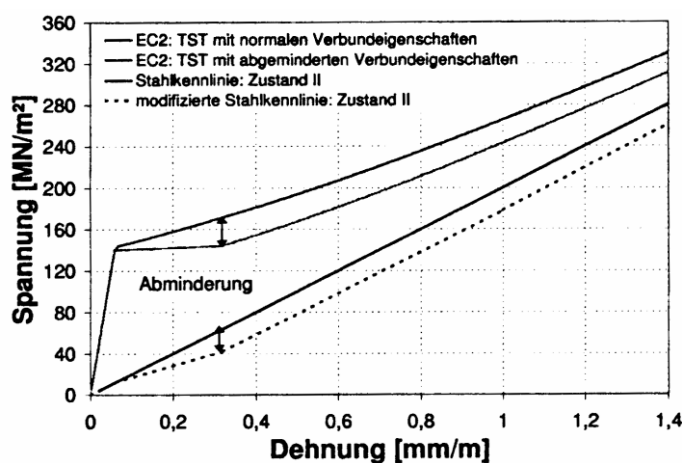


Abbildung 4.11: Modifizierte Stahlkennlinie [PFE01]

Der verminderte Verbund der Bewehrungsstäbe im Bereich von Hohlkörpern wird hierbei entsprechend den Forschungsergebnissen von Pfeffer (s. Abbildung 4.12) erfasst.

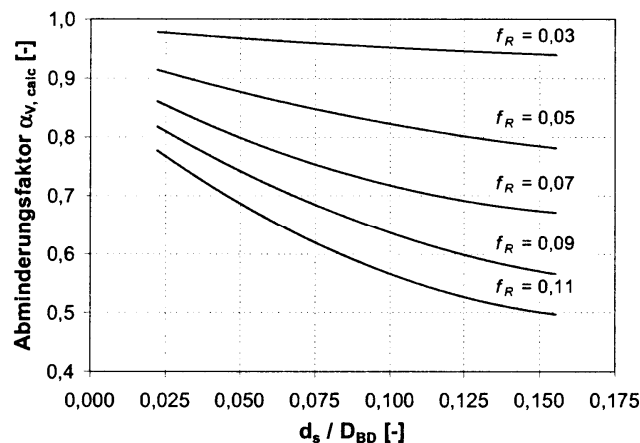


Abbildung 4.12: Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung des verminderten Verbundes bei zweiachsigen Hohlkörperdecken [PFE01]

Rissbildung

Bei physikalisch-nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen wird zwischen verschmierter und diskreter Rissbildung unterschieden.

In den Modellen mit verschmierter Rissbildung werden Risse indirekt durch Elementdehnungen ausgedrückt. Bei Überschreitung der Festigkeit in den Integrationspunkten (Gaußpunkte) der Elemente wird die Steifigkeit des Elements innerhalb der Gesamtsteifigkeitsmatrix reduziert. Die zunächst isotrope Steifigkeitsmatrix wird hierdurch in eine anisotrope Steifigkeitsmatrix überführt.

Wesentliche Vorteile der verschmierten Rissbildung sind:

- einfache Handhabung des Verfahrens
- geringe Netzabhängigkeiten bei geeigneter Elementwahl und Netzausbildung
- freie Rissausbreitung

Als Nachteil dieses Verfahrens ist zu nennen, dass Risse innerhalb von Rissbändern auftreten und nicht als „diskreter Riss“ identifiziert werden können (vgl. Abbildung 4.13). Hierdurch lassen sich Einzelrisse nicht lokalisieren und Rissbreiten nur ungenau ermitteln.

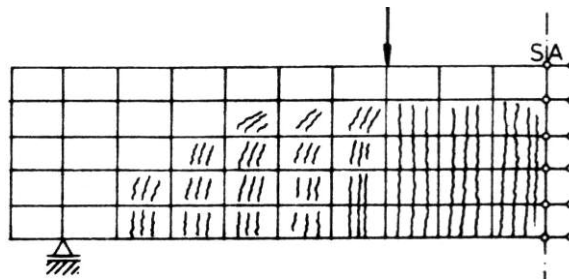


Abbildung 4.13: Verschmierte Rissbildung

Modelle mit diskreter Rissbildung haben im Gegensatz zu Modellen mit verschmierter Rissbildung den Vorteil, dass Einzelrisse „diskret“, also explizit, abgebildet werden. Die Lage der Risse sowie deren Rissbreite können eindeutig identifiziert werden.

Bei Modellen mit diskreter Rissabbildung werden zwischen benachbarten Elementen sogenannte Kontaktelemente oder Interfaceelemente vorgesehen. Für die Kontaktelemente werden Spannungs-Rissöffnungs- und Spannungs-Rissgleitungsbeziehungen definiert. Das Bauteilverhalten kann im Riss direkt beeinflusst werden. Abbildung 4.14 zeigt ein FE-Netz mit diskreten Rissen.

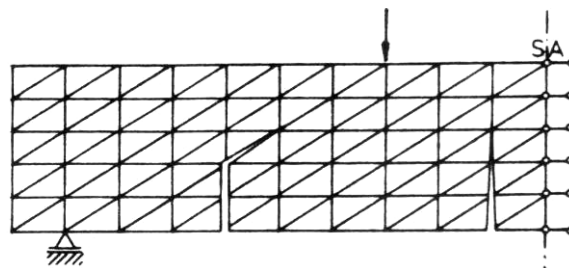


Abbildung 4.14: Diskrete Rissbildung

Ein wesentlicher Nachteil dieser Vorgehensweise ist, dass die Rissbildung stets nur in Abhängigkeit von der Elementgeometrie des gewählten Netzes erfolgt. Risse können daher nur entlang der Elementkanten auftreten. Dies hat zur Folge, dass mögliche Rissverläufe bereits bei der Netzgenerierung vorgegeben werden müssen. Hierdurch ergibt sich eine starke Netzabhängigkeit.

Darüber hinaus führen die zusätzlichen Kontaktelemente an allen Elementkanten zu einer sehr hohen Elementanzahl. Diese Berechnungen sind daher äußerst zeitintensiv.

Adaptive Netzgenerierer, bei denen das FE-Netz bei Erreichen der Zugfestigkeit senkrecht zur Hauptzugspannungsrichtung aufgetrennt und kontinuierlich während der

Berechnung Kontaktelemente eingefügt werden, befinden sich noch in der Entwicklung und sind in DIANA nicht enthalten.

Aufgrund der mit der Modellierung diskreter Risse verbundenen Nachteile und der oben genannten Vorteile der Modelle mit verschmierter Rissbildung wurde für die durchgeführten Untersuchungen das Modell mit verschmierter Rissbildung angewendet.

4.2.3 Verwendete Elemente

Zur Modellierung der Versuchskörper in DIANA wurden verschiedene Elementtypen erprobt. Insbesondere Elemente mit linearen Ansatzfunktionen führten bei Entstehung des Versagensschubbrisses zu nicht-konvergenten Lösungen.

Das in DIANA implementierte und in Abbildung 4.15 dargestellte 20-Knoten-Volumenelement CHX60 erwies sich infolge der quadratischen Ansatzfunktion mit vollständiger Gauß-Integration als sehr robust gegenüber Locking-Phänomenen. Es wurde daher für die durchgeführten Berechnungen gewählt.

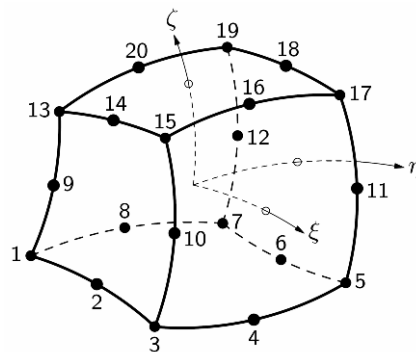


Abbildung 4.15: 20 Knoten Volumenelement CHX 60

$$\begin{aligned}
u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta \\
& + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\eta \\
& + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + a_{16}\eta\zeta^2 \\
& + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2
\end{aligned}$$

Abbildung 4.16: Ansatzfunktion des CHX 60 Volumenelements

4.2.4 Iterationsverfahren

In DIANA stehen verschiedene Iterationsverfahren (Standard Newton Raphson, modifiziertes Newton Raphson, Bogenlängenverfahren etc.) zur Tragwerksanalyse physikalisch nichtlinearer Berechnungen zur Verfügung. Bei den vorliegenden Berechnungen wurden das Standard Newton Raphson Verfahren und das modifizierte Newton Raphson Verfahren miteinander verglichen. Der Vorteil des Standardverfahrens liegt in der geringeren Anzahl an Iterationsschritten je Lastschritt im Vergleich zum modifizierten Newton Raphson Verfahren. Zur Erzielung der Konvergenz sind hierbei jedoch kleinere Lastschrittweiten notwendig als beim modifizierten Newton Raphson Verfahren. Bei geeigneter Wahl der Lastschrittweite und der Anzahl der Iterationen werden durch beide Verfahren identische Berechnungsergebnisse erzielt.

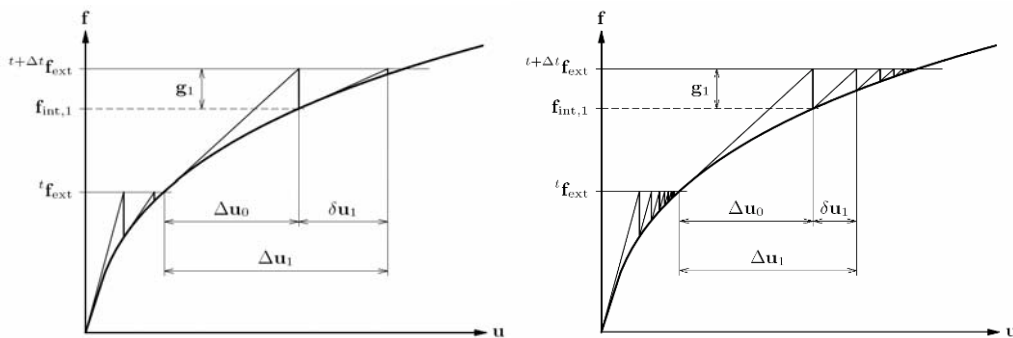


Abbildung 4.17: Standard Newton-Raphson (l.) und modifiziertes Newton-Raphson Verfahren (r.)

Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde das Standard-Newton-Raphson Verfahren in Kombination mit einem Suchalgorithmus (line search) angewendet. Die Lastschrittweite wurde versuchs- und belastungsabhängig individuell festgelegt.

Als Konvergenzkriterium können in DIANA das Verschiebungskriterium, das Kräftekriterium und das Energiekriterium gewählt werden. Da das Energiekriterium aus dem Produkt beider erstgenannter Kriterien gebildet wird, werden hierdurch sowohl das Verschiebungs- als auch das Kräftekriterium erfasst. Bei den Berechnungen wurde das Energiekriterium mit einer Konvergenztoleranz von 10^{-4} gewählt (vgl. Glg. 4.8).

$$\frac{\Delta \underline{U}^{(i)T} \left({}^{t+\Delta t} \underline{R} - {}^{t+\Delta t} \underline{F} \right)}{\Delta \underline{U}^{(1)T} \left({}^{t+\Delta t} \underline{R} - {}^t \underline{F} \right)} \leq \varepsilon_E \quad \text{Glg. 4.8}$$

4.3 Untersuchung durchgeführter Versuche mittels FEM

Die Geometrie der Versuchskörper wurde in Kapitel 3 ausführlich beschrieben. Zur Reduzierung des Rechen- und Zeitaufwandes wurde das FE-Modell unter Ausnutzung von Symmetrien modelliert. Der in der FE-Berechnung der Massiv- und der Hohlkörperdecke untersuchte Plattenausschnitt ist in Abbildung 4.18 wiedergegeben.

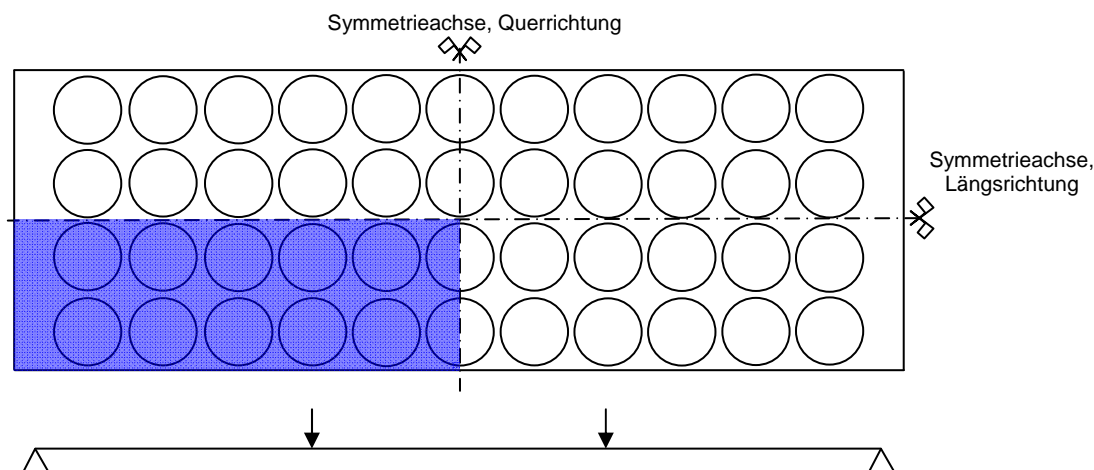


Abbildung 4.18: Grundriss Gesamtplatte

In den Symmetrieachsen wurde der Translationsfreiheitsgrad senkrecht zur Symmetrieffläche gehalten. Alle anderen Freiheitsgrade wurden nicht gehalten. In Abbildung 4.19 ist das Drahtmodell des FE-Systems mit den gewählten Lasteinleitungs- und Lagerungsbedingungen dargestellt.

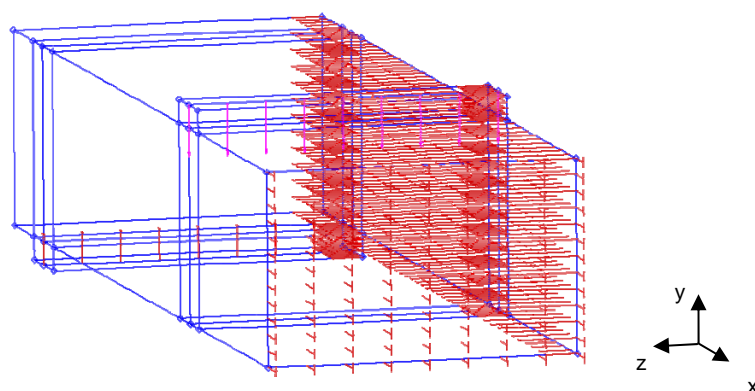


Abbildung 4.19: Lasteinleitungs- und Lagerungsbedingungen, Plattenausschnitt

Abbildung 4.20 zeigt das verwendete 3D-Modell des modellierten Deckenausschnitts der Hohlkörperdecke.

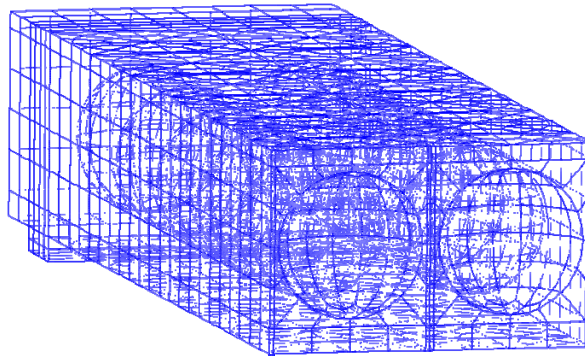


Abbildung 4.20: FE-Modell Hohlkörperdecke

4.3.1 Zusammenstellung der Ergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der dreidimensionalen physikalisch-nichtlinearen Berechnungen vorgestellt. Die den FE-Berechnungen zugrunde liegenden Materialparameter basieren auf den Baustoffprüfungen, welche parallel zu den Versuchen durchgeführt wurden (vgl. Kapitel 3).

Massivdecken MD 180 und MD360

Die Ergebnisse der Berechnungen an den Massivdecken werden hier zusammengefasst dargestellt. Bei den Berechnungen wurde die Verformung an der Lastplatte weggesteuert aufgebracht. Die Schrittweiten wurden dem jeweiligen Riss- und Belastungszustand angepasst.

In Abbildung 4.21 sind die Rissstadien für die unterschiedlichen Belastungszustände für die Massivdecke MD 180 dargestellt. In dieser Abbildung links sind jeweils die Hauptvektoren der im FE-Programm als gerissen identifizierten Gaußpunkte dargestellt, in der Abbildung rechts sind die Hauptzugdehnungen der Elemente bei gleicher Belastung gegenübergestellt.

Sowohl das Rissbildungsverhalten als auch der Rissfortschritt weisen eine große Übereinstimmung mit den Versuchen auf. Erste Biegerisse bildeten sich im Bereich mit konstantem Moment bei einer Belastung von etwa 10 % der Versagenslast. Bei Laststeigerung bildeten sich erste Biegerisse im Schubfeld. Ein abgeschlossenes Biegerissbild lag bei einer Belastung von 40% bis 45% der Versagenslast vor. Bei der

Massivdecke der Serie II (MD 180) bildete sich der Versagensschubriss bei ca. 520 kN (Versuch: ~525 kN).

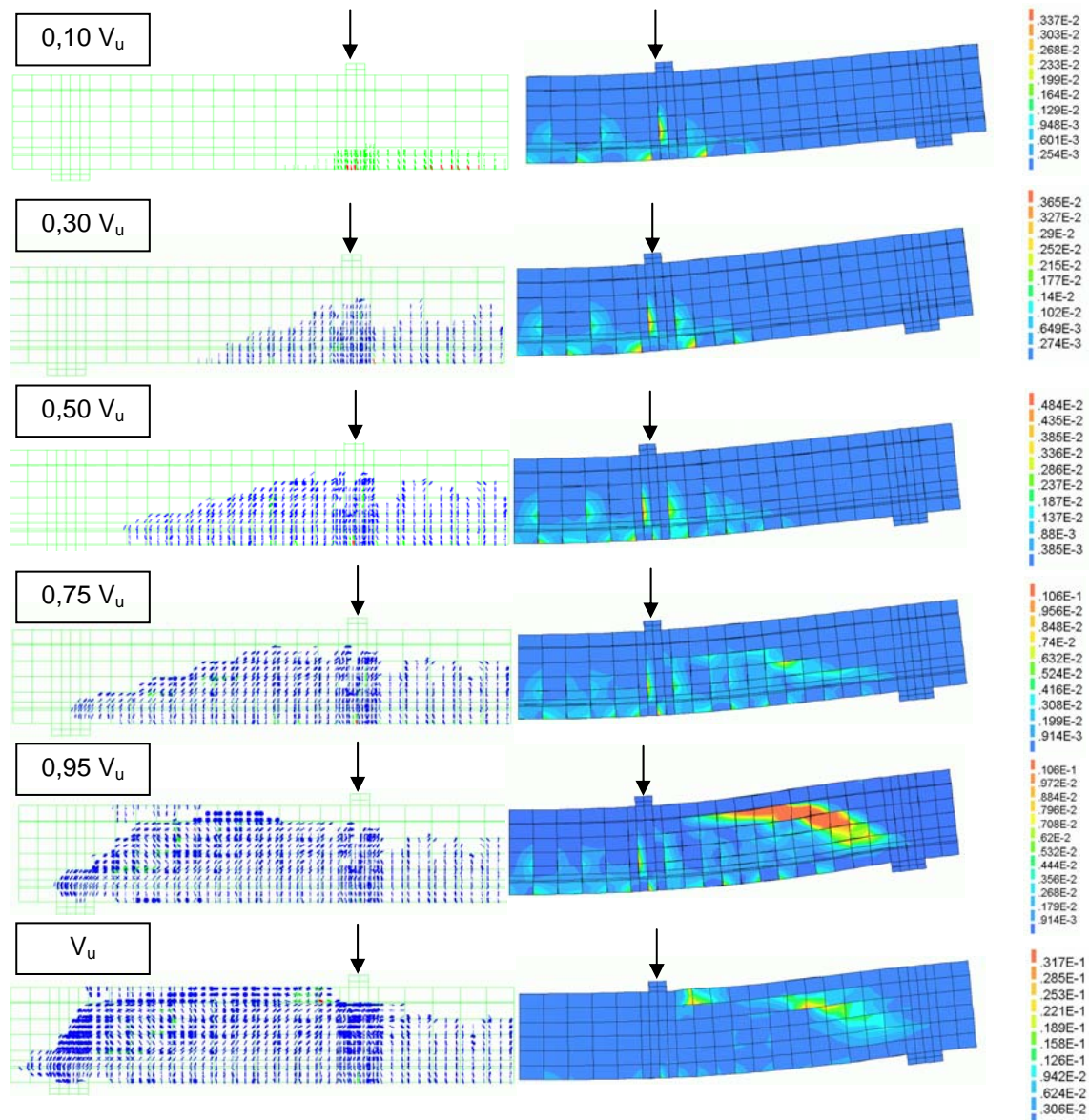


Abbildung 4.21: Rissentwicklung (l.) und Hauptzugdehnungen (r.), MD 180

Bei einer Belastung von ca. 75 % der Versagenslast bildete sich der maßgebende Versagensschubriss (vgl. Abbildung 4.21) aus. Die Betondruckzone ist in diesem Stadium noch nicht durch den Riss eingeschnürt, so dass weiterhin ein stabiles Bauteiltragverhalten gegeben ist. Kurz vor Erreichen der Versagenslast ($0,95V_u$) ist der Schubriss bereits weit in die Betondruckzone fortgeschritten, zeitgleich nehmen die Hauptzugdehnungen im Schubriss rapide zu. Die Belastung lässt sich in diesem Zustand

nur noch geringfügig weiter steigern, da der Steifigkeitsabfall nach Schubrissentstehung das Fortschreiten dieses Risses in die Druckzone hinein stark begünstigt. Das Versagen des Versuchskörpers in der FE-Berechnung wurde analog zum Versuch durch ein Durchtrennen der Betondruckzone herbeigeführt (FE: ~710 kN, Versuch: ~690 kN). Bei der Massivdecke der Serie I (MD 360) bildete sich der Versagensschubriss vergleichbar zu den Versuchsbeobachtungen unmittelbar vor dem Versagen bei einer Belastung von 1312 kN (Versuch ~1295 kN) aus.

Abbildung 4.22 zeigt die Last-Verformungskurven der Versuche MD 180 und MD 360 verglichen mit den Last-Verformungskurven der FE-Berechnungen.

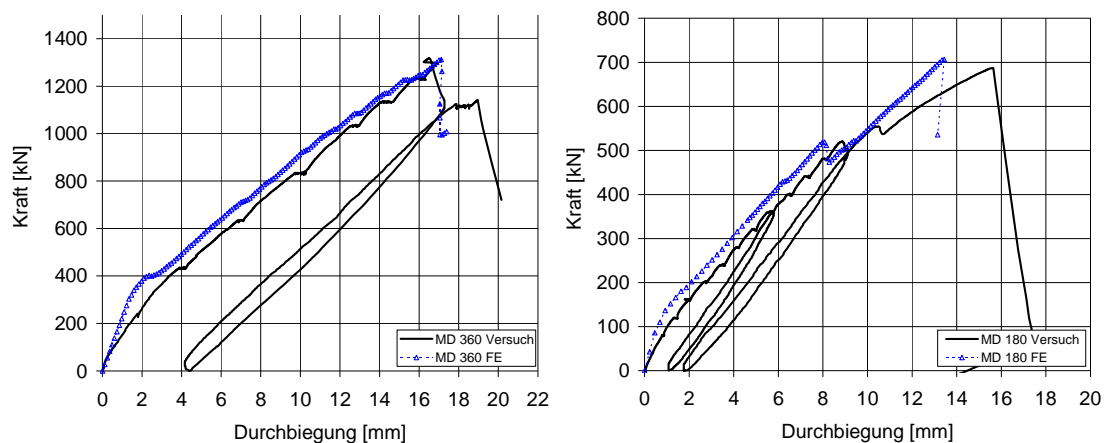


Abbildung 4.22: Lastverformungskurven, MD360 (l.) und MD180 (r.)

Das Riss-, Trag- und Verformungsverhalten der Versuche wird durch die dreidimensionalen physikalisch-nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen sehr gut wiedergegeben. Es konnte analog zum Versuch ein klassisches Biegeschubversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nachgewiesen werden.

Hohlkörperdecken HKD 180 und HKD 360

Die Berechnungen der Hohlkörperdeckenversuche wurden analog zu den Berechnungen an der Massivdecke durchgeführt. Die Belastung wurde weggesteuert aufgebracht. In den FE-Berechnungen wurden die Mittelwerte der Festigkeiten der Versuche HKD180-V1 bis HKD180-V3 bzw. HKD360-V1 bis HKD360-V3 zugrunde gelegt.

Nachfolgend werden exemplarisch die Versuchsergebnisse der Berechnung des Versuchs an der Hohlkörperdecke mit einer Kugelgröße von $D_{HK}=180$ cm vorgestellt. Abbildung 4.23 zeigt das Rissbild und die Hauptzugdehnungen des Versuchs HKD 180 für verschiedene Belastungsstufen bis hin zum Versagen des Versuchskörpers.

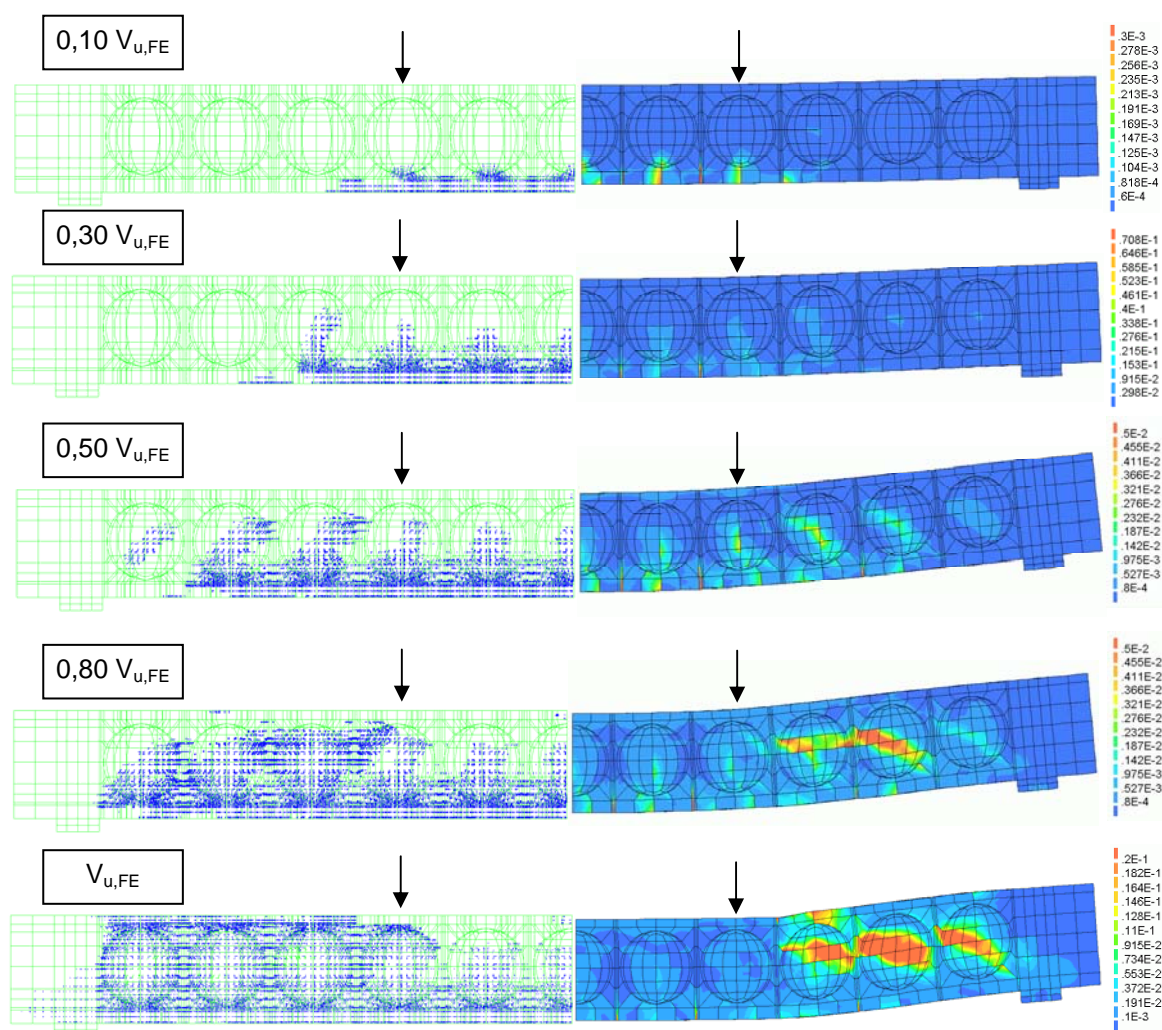


Abbildung 4.23: Rissentwicklung (l.) und Hauptzugdehnungen (r.), HKD 180

Erste Biegerisse bildeten sich vergleichbar zur Massivdecke im Bereich des konstanten Moments aus. Unter weiterer Laststeigerung entstanden im Schubfeld ebenfalls Biegerisse. Bei etwa 30 % der Versagenslast entstanden erste Schubzugrisse ausgehend von der Stelle mit der geringsten Stegbreite auf Höhe der Kugelmitten (vgl. Abbildung 4.23, $F=0,30V_{u,FE}$) und pflanzten sich unter einem Winkel von ca. 45° beidseitig fort. Bei einer Belastung von ca. 75% der Versagenslast bildete sich der maßgebende

Versagensschubbriss aus. Die Belastung konnte anschließend noch weiter gesteigert werden, bis das Versagen erwartungsgemäß infolge des Durchtrennens der Betondruckzone herbeigeführt wurde.

Abbildung 4.24 zeigt die Lastverformungskurven der Berechnungen verglichen mit den Lastverformungskurven der Versuche. Das Lastverformungsverhalten und die Versagenslasten werden durch die Berechnungen gut beschrieben. Das in den Versuchen HKD360 V1 und V2 (Abbildung 4.24, links) festgestellte sehr duktile Nachbruchverhalten wird in der FE-Berechnung nicht wiedergegeben. In der FE-Berechnung kommt es zuvor zum Durchtrennen der Druckzone. Das duktile Bauteilverhalten im Nachbruchbereich führte jedoch im Versuch zu keiner Tragfähigkeitssteigerung, so dass es zur Beurteilung des Tragverhaltens und der Tragfähigkeit von untergeordneter Bedeutung ist.

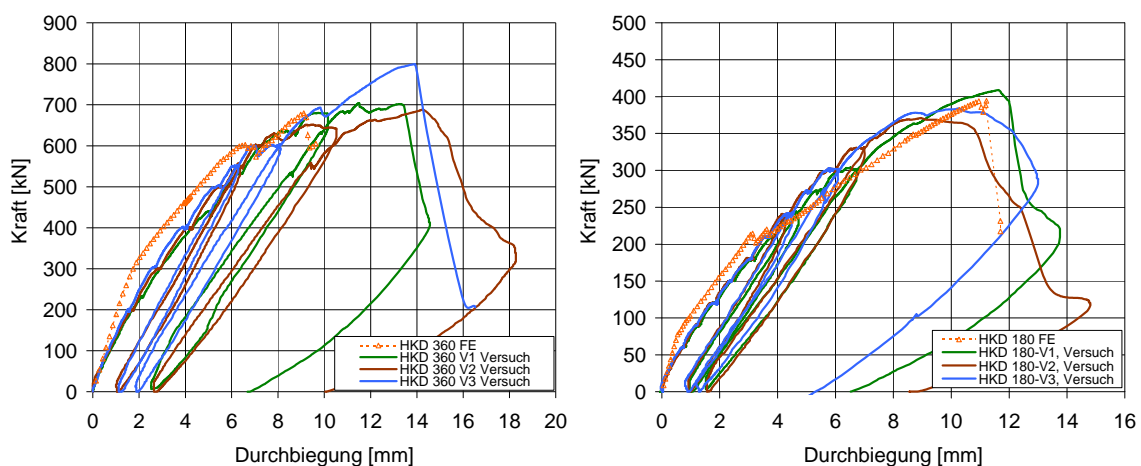


Abbildung 4.24: Lastverformungskurven, HKD360 (l.) und HKD180 (r.)

Im Weiteren werden Besonderheiten der Berechnungen an den Hohlkörperdecken vorgestellt.

Schubzugrissentstehung

Bei der Durchführung der Versuche an den zweiachsigen Hohlkörperdecken wurde bereits die Entstehung von Schubzugrissen ausgehend von den Querschnittsbereichen mit kleinster Stegdicke auf Höhe der Kugelmitten festgestellt. Anhand der FE-Berechnungen lässt sich die Entstehung dieser Risse gleichermaßen belegen. Sie entstehen, wenn die Hauptzugspannung in diesem Querschnitt die Zugfestigkeit des Betons überschreitet. Die Hauptspannungstrajektorien unmittelbar vor der

Rissentstehung entsprechen den Hauptspannungstrajektorien im Zustand I. In Abbildung 4.25 sind die Hauptzugdehnungsvektoren im Zustand I dargestellt. Senkrecht dazu sind auf Höhe der Kugelmitten die diesen Hauptzugrichtungen entsprechenden Rissrichtungen angetragen. Diese Risse sind unter einem Winkel von ca. 45° gegen die Längsachse geneigt.

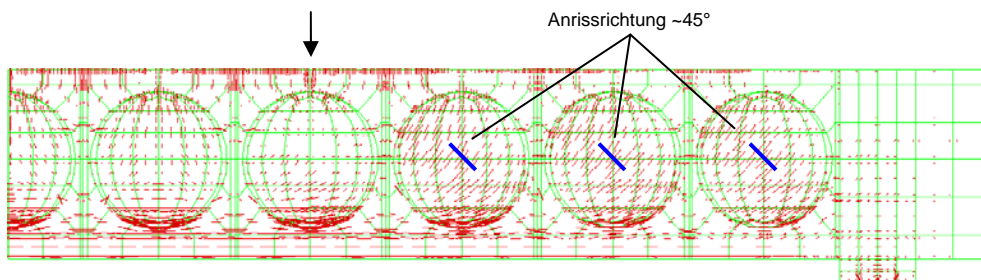


Abbildung 4.25: Hauptzugdehnungsvektoren

Diese Beobachtung stimmt sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Hier betrug die Neigung der Schubzugrisse auf Höhe der Kugelmitte ebenfalls ca. 45° (vgl. Abbildung 4.26).

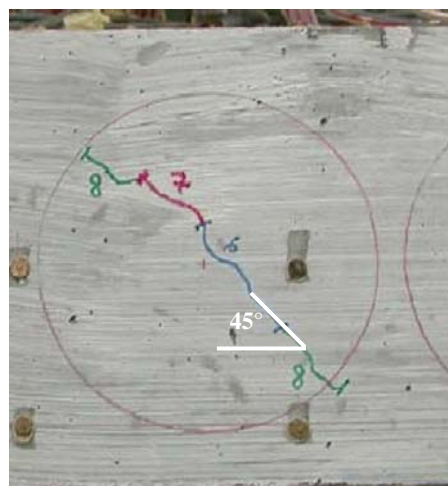


Abbildung 4.26: Schubzugriss in Kugelmitte

Das Entstehen dieser Risse führt in der FE-Berechnung - vergleichbar zu den Versuchen - nicht unmittelbar zum Versagen des Versuchskörpers (vgl. Rissbilder in Abbildung 4.23). Der Rissfortschritt wird durch die mit zunehmender Risslänge anwachsende Breite des massiven Querschnitts reduziert. Die Schubrisse schließen sich mit den von der Querschnittsunterseite in den Kugelbereich hineinwachsenden Biegerissen zusammen, so dass sich ein „klassisches Biegeschubrissbild“ entwickelt.

Schubrissverlauf über die Querschnittsbreite

Anhand der Versuche wurde gezeigt, dass sich der Versagensschubriss bei der Hohlkörperdecke kontinuierlich über die Querschnittsbreite ausbildete. Zur Überprüfung wurden die Versuchskörper in Schubfeldmitte durchtrennt. Der Rissverlauf im Platteninnern wurde ebenfalls anhand der FE-Berechnung überprüft. Abbildung 4.27 zeigt die Auswertung der Hauptzugdehnungen für den Längsschnitt durch eine Kugelreihe (l.) und für einen Längsschnitt durch den Massivbereich zwischen zwei Kugelreihen (r.).

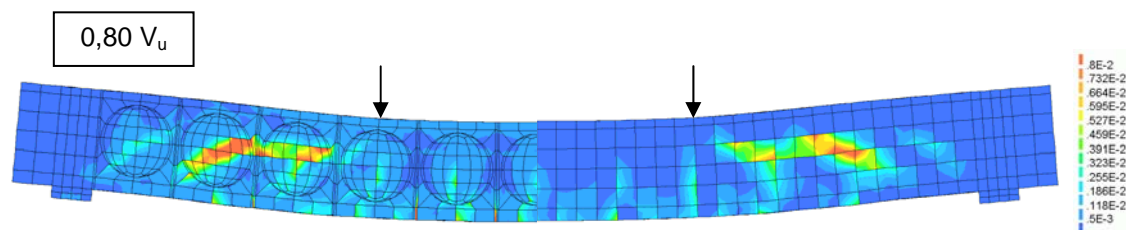


Abbildung 4.27: Hauptzugdehnungen, Längsschnitt durch Hohlkörper (l.),
Längsschnitt durch Bereich mit Massivquerschnitt (r.)

Anhand der Hauptzugdehnungen ist gut zu erkennen, dass sich der Versagensschubriss in der FE-Berechnung ebenfalls kontinuierlich über die Plattenbreite ausbildete. Die Versuchsbeobachtungen werden somit bestätigt.

Querkrafttragverhalten der Hohlkörperdecke

Im Hinblick auf das Querkrafttragverhalten der zweiachsigen Hohlkörperdecke können anhand der FE-Berechnungen zwei Tragmechanismen genannt werden. Zunächst bildet sich ein fachwerkähnliches Tragverhalten aus, welches sukzessive bis zur Entstehung des maßgebenden Versagensschubrisses ausfällt. Anschließend lagert sich das Tragsystem um, und es bildet sich ein Druckbogen oberhalb des Versagensschubrisses aus. Diese beiden Tragmechanismen werden nachfolgend anhand der Berechnungsergebnisse diskutiert.

Abbildung 4.28 gibt das rechnerisch ermittelte Rissbild der Hohlkörperdecke bei einer Belastung von etwa $0,50V_{u,FE}$ wieder. In den Kugelbereichen des Schubfeldes haben sich bereits schräge Schubzugrisse ausgebildet, welche sich mit Biegerissen vereinen. In diesem Beanspruchungszustand wirken die Massivbereiche zwischen den Kugeln wie Zugpfosten. Zwischen den Rissen bilden sich Druckstreben aus, so dass ein fachwerkähnliches Tragverhalten entsteht, bei dem die steifen Betonbereiche die

Querkräfte zurückhängen. Dieser Tragmechanismus ist schematisch in Abbildung 4.29 wiedergegeben.

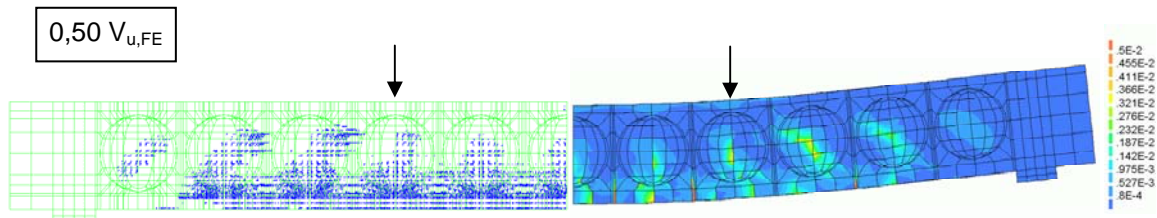


Abbildung 4.28: Rissverlauf (l.), Hauptzugdehnungen (r.)

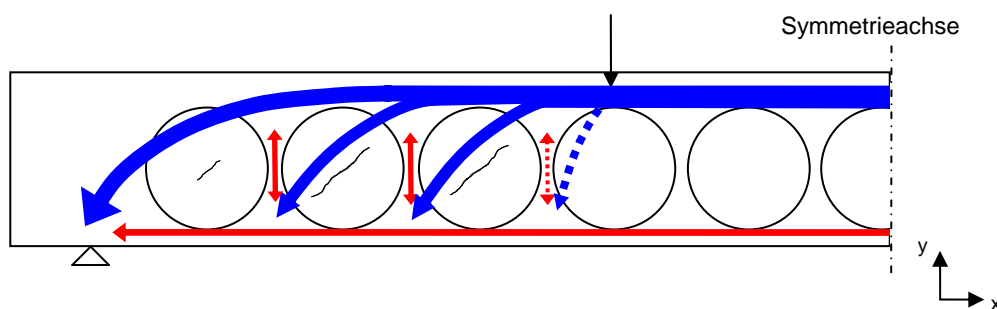


Abbildung 4.29: Fachwerkähnliches Tragverhalten vor der Versagensrissbildung

Dieses Tragverhalten wird durch Auswertung der Hauptdruck- und der Schubspannungen im Bauteil belegt. In Abbildung 4.30 sind die Hauptdruckspannungen und die Schubspannungen für eine Belastung von $0,5V_{u,FE}$ angegeben.

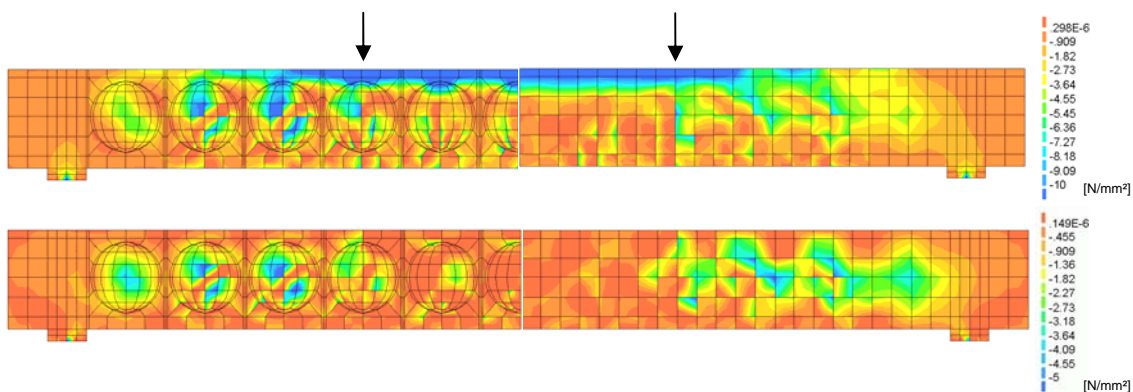


Abbildung 4.30: Hauptdruckspannungen (o.), Schubspannungen (u.)

In der Abbildung links ist ein Schnitt durch die Kugelreihe dargestellt, rechts ist der Schnitt durch den Massivquerschnitt mittig zwischen zwei Kugelreihen angegeben. Es

ist deutlich zu erkennen, dass sich im Bereich zwischen den Schubrisen schräge Druckstreben ausbilden.

Zur Darstellung der Betonzugpfosten ist in Abbildung 4.31 (o.) die Auswertung der Zugspannungen in vertikaler Richtung angegeben. Abbildung 4.31 (u.) zeigt zusätzlich die Darstellung der schrägen Druckstreben anhand der Auswertung der Hauptdruckspannungen.

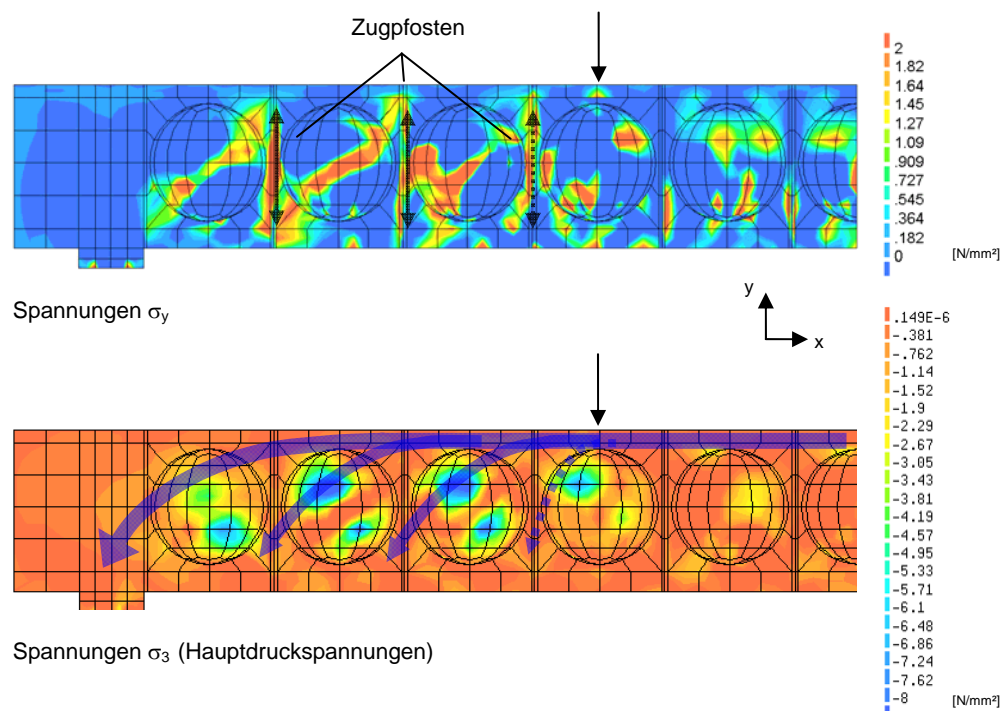


Abbildung 4.31: Zugspannungen σ_y (o.), Hauptdruckspannungen (u.)

Die oben gezeigte Fachwerktragwirkung bleibt solange erhalten, bis die senkrechten Betonzugpfosten durch das Fortschreiten der Biegeschubrisse durchtrennt werden und sich ein maßgebender Versagensschubbriss zwischen Lasteinleitung und Auflager ausbildet (s. Abbildung 4.27). Durch diesen Vorgang lagert sich das Tragsystem kontinuierlich in ein Bogentragsystem um. Zur Veranschaulichung dieses Tragverhaltens sind in Abbildung 4.32 erneut die Hauptdruckspannungen der Hohlkörperdecke nach der Entstehung des Versagensschubbrisses dargestellt. Oberhalb des Versagensschubbrisses verläuft konzentriert ein Druckbogen, über welchen Lasten direkt zum Auflager hin abgetragen werden. Die Ausbildung des Druckbogens ist deutlich an dem Druckspannungszuwachs im oberen Bereich der beiden auflagnernahen Kugeln zu erkennen.

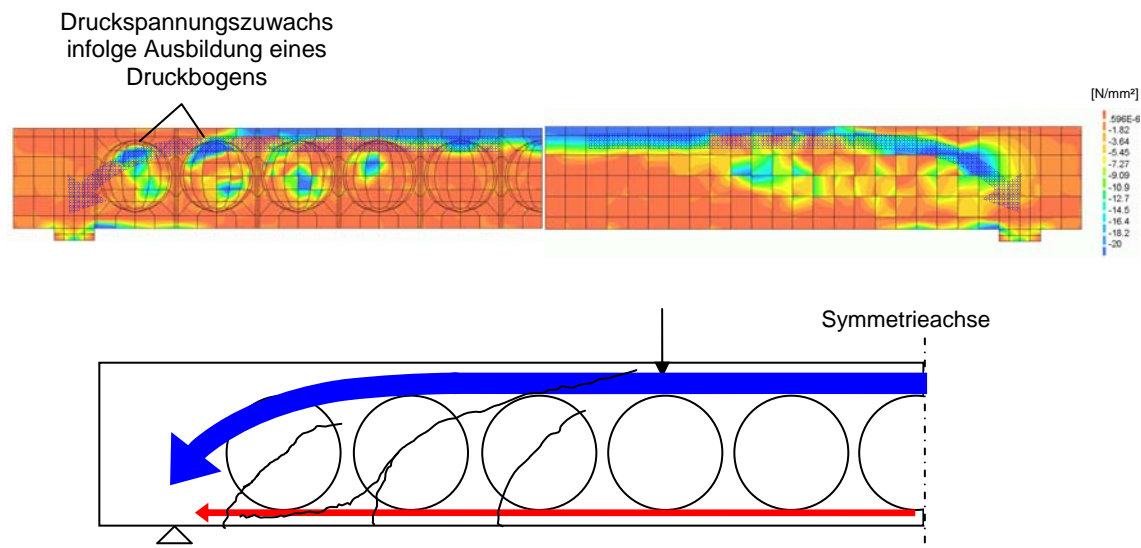


Abbildung 4.32: Darstellung Druckbogen (o.), Modellvorstellung (u.)

Abbildung 4.33 zeigt das in diesem Stadium vorliegende Rissbild anhand der Hauptzugdehnungen in der FE-Berechnung und dem zeitgleich vorliegenden Rissbild in dem Versuch.

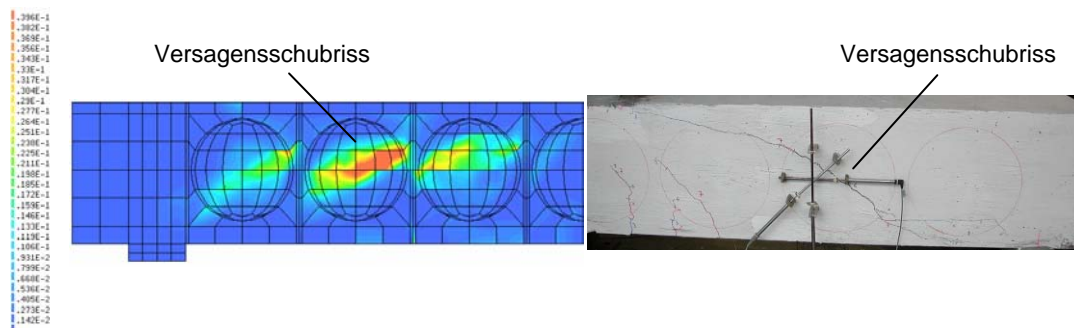


Abbildung 4.33: Gegenüberstellung der Rissentwicklung:
Hauptzugdehnungen FE (links) vs. Rissbild im Versuch (rechts)

Das in den FE-Berechnungen nachgewiesene Tragverhalten stimmt sehr gut mit den Versuchsbeobachtungen und Versuchsauswertungen überein. Das zuvor aufgeführte fachwerkähnliche Tragverhalten vor der Versagensrissentstehung ist im Bruchzustand von untergeordneter Bedeutung, da es aufgrund der ausfallenden Betonzugpfosten mit fortschreitendem Risswachstum der vorhandenen Schubrisse ausfällt und sich in ein Bogen-Zugband-Modell umlagert.

Fazit

Mit Hilfe der durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen kann das Trag- und Versagensverhalten der Massivdecke und der zweiachsigen Hohlkörperdecken sehr gut abgebildet werden. Sowohl die Rissbildung als auch die Tragmechanismen und Versagensprozesse lassen sich durch die Berechnung verifizieren. Auf Basis des verwendeten Modells wird eine weiterführende FE-Parameterstudie durchgeführt.

4.4 Parameterstudie mittels Finite-Elemente-Berechnungen

Die in Abschnitt 4.3 vorgestellten äußerst zeitintensiven Berechnungen erforderten zur Durchführung von Parameterstudien eine Reduzierung des FE-Modells. In vergleichenden FE-Berechnungen wurden Deckenstreifen gemäß Abbildung 4.34 modelliert.

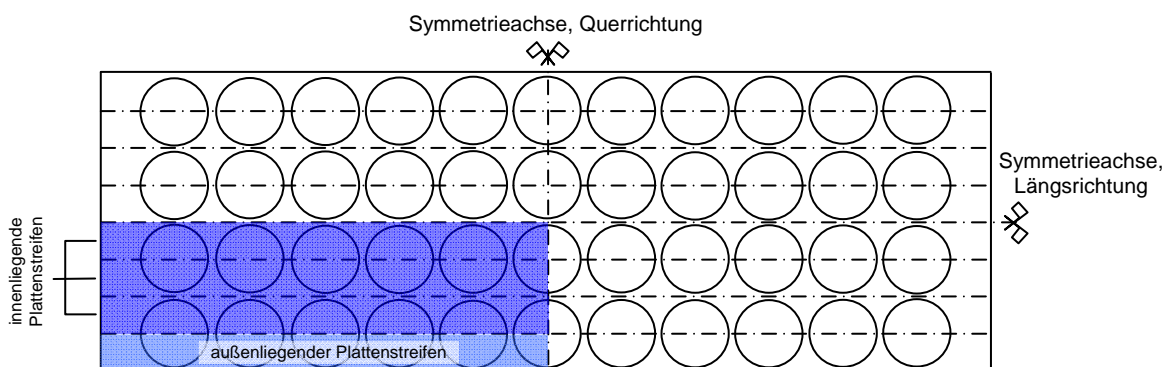


Abbildung 4.34: Darstellung der inneren und äußeren Plattenstreifen

Hierbei wurde zwischen innenliegenden und außenliegenden Deckenstreifen unterschieden. Die inneren und die äußeren Deckenstreifen unterscheiden sich darin, dass die Seitenflächen der äußeren Deckenstreifen einseitig, die der inneren Deckenstreifen beidseitig senkrecht zur Längsachse gestützt sind. Vergleichsrechnungen haben ergeben, dass das derart reduzierte FE-Modell gleichermaßen zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke geeignet ist. Für die Parameterstudie wurde das Modell des beidseitig gestützten Deckenstreifens verwendet. Abbildung 4.35 zeigt den modellierten Deckenstreifen.

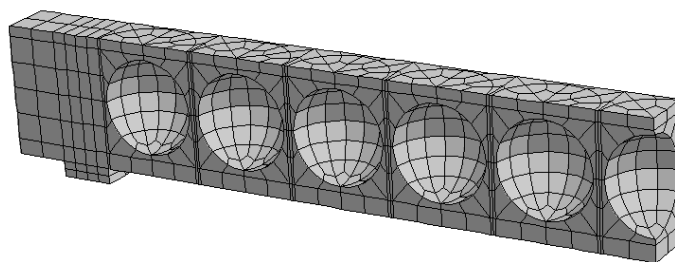


Abbildung 4.35: Modellierung, FE-System einzelner Deckenstreifen

Zur Ermittlung des Einflusses wesentlicher das Querkrafttragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken beeinflussender Größen wurde eine Parameterstudie durchgeführt.

Es wurden die Einflussgrößen

- a/d -Verhältnis
- Kugelabstand quer zur betrachteten Tragrichtung
- Kugelabstand längs zur betrachteten Tragrichtung
- Betonüberdeckung über der Kugel in Relation zur Druckzonenhöhe
- Betonfestigkeit

variiert.

4.4.1 Variation des a/d -Verhältnisses für $a/d < 3,0$

Verhältnisse in Bereichen von $a/d < 3,0$ beeinflussen unmittelbar die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, da bei kleinen a/d -Verhältnissen ein Großteil der Querkraft direkt in das Auflager abgetragen wird. Es soll untersucht werden, ob sich der für Massivbauteile gültige Ansatz zur Berücksichtigung von auflagnahen Einzellasten auf zweiachsige Hohlkörperdecken übertragen lässt.

Der Einfluss einer auflagnahen Einzellast wird anhand von Abbildung 4.36 deutlich. Sie zeigt eine umfangreiche Datenbankauswertung der Versagenslasten im Versuch im Vergleich zu den rechnerischen Versagenslasten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung (Hegger u.a. [HKZR99]). Bei kleinen a/d -Verhältnissen steigt die Versagenslast überproportional an, da ein großer Teil der einwirkenden Querkraft direkt in das Auflager abgetragen wird. Ab einem Verhältnis $a/d > 3,0$ ist dieser Einfluss nicht mehr festzustellen.

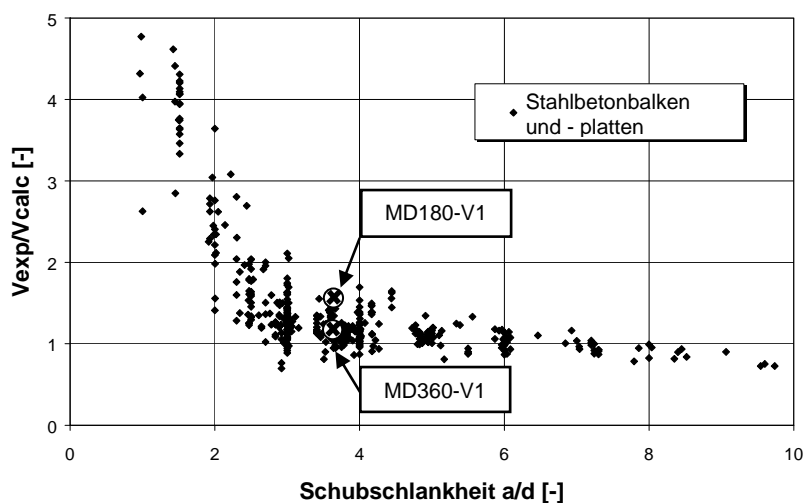


Abbildung 4.36: Datenbankauswertung ohne Korrekturbeiwert β [HKZR99]

Zur Berücksichtigung dieses Tragverhaltens wird in DIN 1045-1 der Korrekturfaktor β eingeführt, mit dem die rechnerische Querkrafttragfähigkeit erhöht bzw. die einwirkende Querkraft verringert wird.

$$\beta = \frac{x}{2,5 \cdot d}$$

Glg. 4.9

Dieser Abminderungsbeiwert darf nach DIN 1045-1 auf der sicheren Seite liegend bis zu einem a/d -Verhältnis von 2,5 angewendet werden.

Zur Ermittlung des Einflusses des a/d -Verhältnisses auf die Querkrafttragfähigkeit von zweiachsigen Hohlkörperdecken wurde der Ort der Lasteinleitung variiert. Die Geometrie der Körper für die Vergleichsrechnungen basiert auf der Geometrie und den Materialeigenschaften der durchgeführten Versuche (Kapitel 3). Hierdurch ist die Vergleichbarkeit der Ergebnisse unmittelbar gegeben. Bei den Versuchen zum Querkrafttragverhalten wurde ein a/d -Verhältnis von 3,7 (Serie I) bzw. 3,6 (Serie II) gewählt. Bei diesem a/d -Verhältnis kann ein günstiger Einfluss infolge auflagnaher Last ausgeschlossen werden. Für die nachfolgende Auswertung kann daher die Versagenslast der Versuche (hier mit V_{uo} bezeichnet) als 100 % Tragfähigkeit angesetzt und die Ergebnisse für kleinere a/d -Verhältnisse können mit diesem Wert verglichen werden. Bei den Vergleichsrechnungen wurde die Last über der ersten, zweiten, dritten und vierten Kugelreihe aufgebracht (s. Abbildung 4.37). Die Berechnungen wurden

analog zu den Versuchen für eine Kugelstärke von 180 mm und für eine Kugelstärke von 360 mm durchgeführt. Abbildung 4.37 zeigt die untersuchten Fälle.

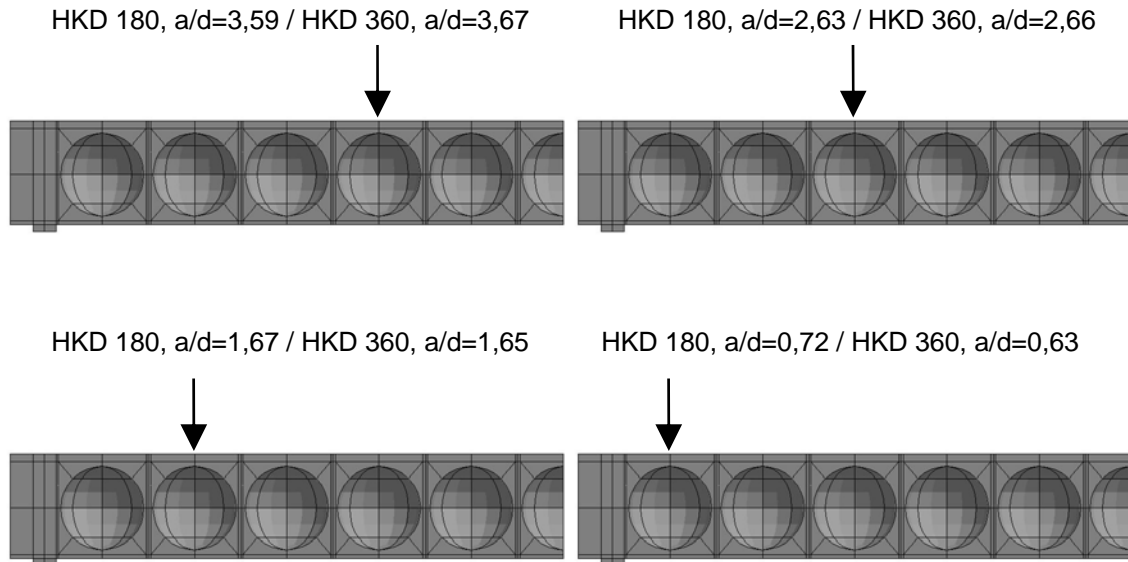


Abbildung 4.37: Parameteruntersuchung, Variation des a/d -Verhältnisses

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abbildung 4.38 zusammengefasst. Ebenfalls aufgeführt ist die in DIN 1045-1 vorgegebene Funktion für den Erhöhungsfaktor β .

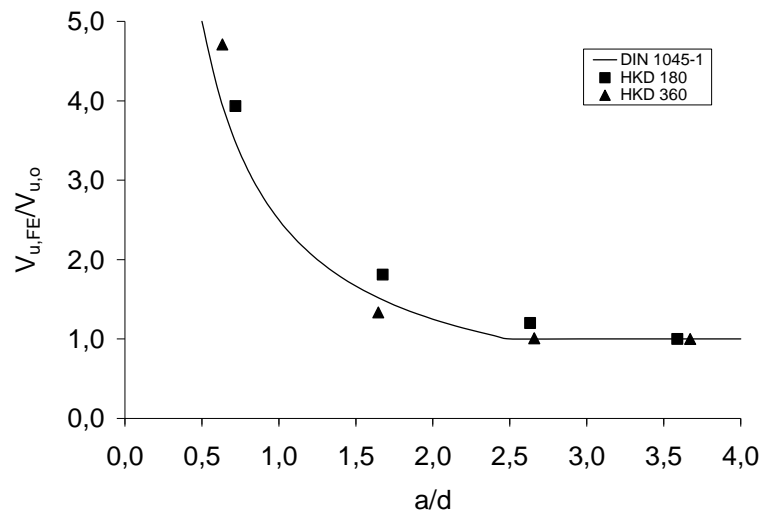


Abbildung 4.38: Einfluss a/d -Verhältnis

Bei den Vergleichsrechnungen zeigt sich, dass ab einem a/d -Verhältnis kleiner als $a/d=2,5$ (Lasteinleitung etwa über der 3. Kugel) die Versagenslast deutlich ansteigt. Der

Einfluss des a/d -Verhältnisses auf die Tragfähigkeit ist mit dem Einfluss bei Massivbauteilen nahezu identisch. Die Steigerung der Traglast lässt sich demnach durch den in DIN 1045-1 angegebenen Erhöhungsfaktor beschreiben.

4.4.2 Kugelabstand quer und längs zur Tragrichtung

Die Querkrafttragfähigkeit der zweiachsigen Hohlkörperdecke hängt wesentlich von der Restquerschnittsfläche ab. Diese ändert sich durch den Abstand der Kugeln untereinander. Hierbei ist ein Unterschied in der Auswirkung auf die erzielte Traglaststeigerung zwischen einer Veränderung des Kugelabstandes quer oder längs zur betrachteten Tragrichtung zu erwarten. Es werden daher beide Untersuchungen durchgeführt.

4.4.2.1 Variation des Kugelabstandes in Querrichtung

Um den Einfluss des Kugelabstandes in Querrichtung auf die Tragfähigkeit zu beurteilen, wurden dreidimensionale FE-Berechnungen unter Variation des Kugelabstandes durchgeführt. Es wurden der 1,0-fache ($s_{HK,0}=1/0,90 \cdot D_{HK}$), der 1,33-fache, der 2,0-fache und der 4-fache Kugelachsabstand untersucht (vgl. Abbildung 4.39).

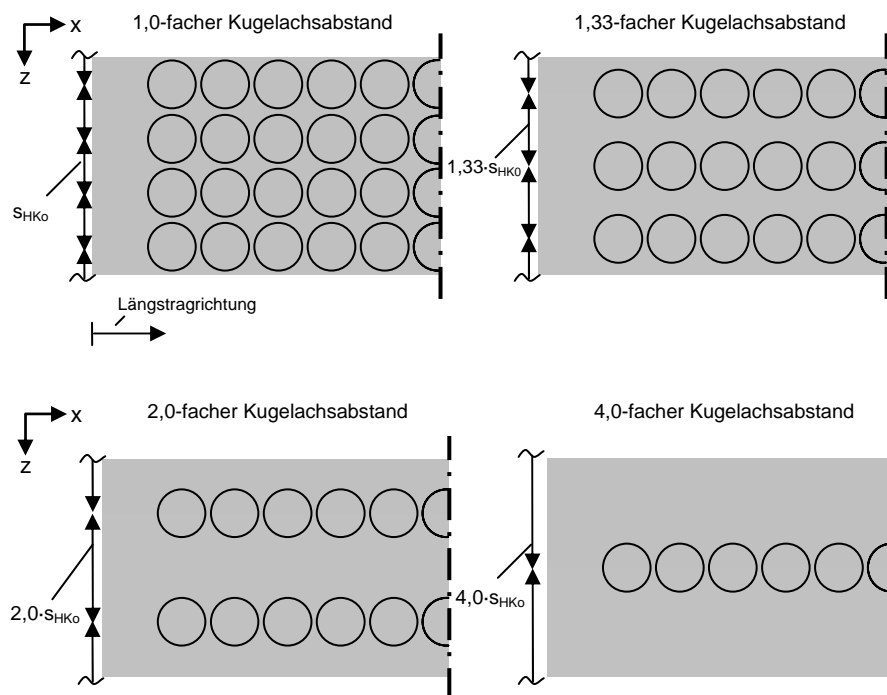


Abbildung 4.39: Variation des Kugelabstandes in Querrichtung (Draufsicht)

Die Tragfähigkeit der Massivdecke entspricht einem unendlichfachen Kugelabstand. Der Längsabstand der Kugeln wurde bei den Untersuchungen zum Einfluss des Querabstandes 1,0-fach beibehalten.

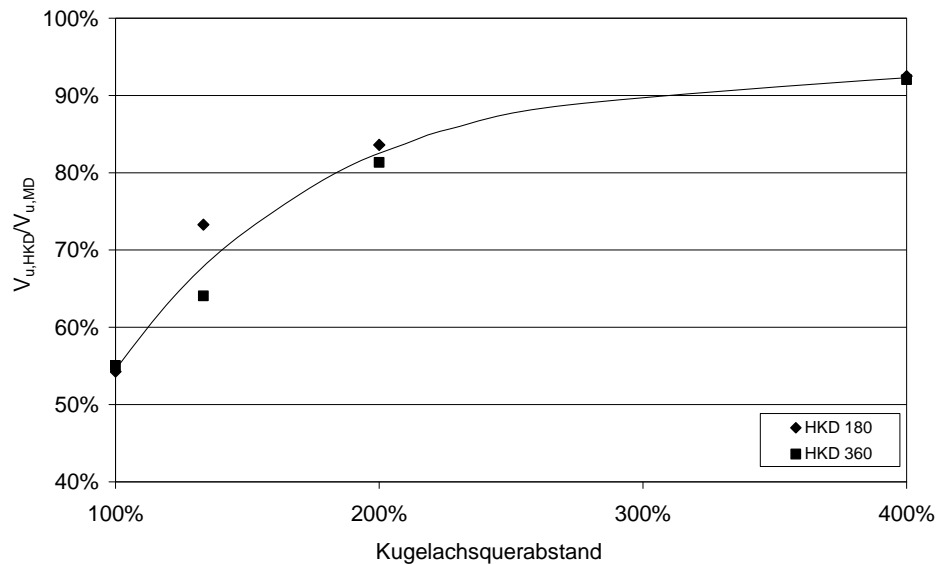


Abbildung 4.40: Variation Kugelquerabstand

Abbildung 4.40 zeigt die Auswertung der Versagenslast der Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke. Erwartungsgemäß nimmt die Tragfähigkeit mit zunehmendem Kugelquerabstand zu. Im Unendlichen nähert sie sich asymptotisch der Tragfähigkeit der Massivdecke an.

Da wie erwartet mit Vergrößerung des Kugelquerabstandes die Tragfähigkeit zunimmt, soll im Folgenden ein Zusammenhang zwischen der Tragfähigkeitssteigerung und geometrischen Randbedingungen überprüft werden. Neben der Untersuchung auf eine Volumenabhängigkeit wird der Zusammenhang zwischen der Bruchlast und einer senkrechten sowie einer unter 45° geneigten Schnittfläche untersucht. Hierbei wird nur der Bereich der Bauteilnutzhöhe berücksichtigt. Die Abbildungen 4.41 bis 4.43 zeigen diese Auswertungen. Zusätzlich wurde die Winkelhalbierende eingetragen, welche einen linearen Zusammenhang zwischen Flächen- bzw. Volumenverhältnis und Versagenslast-Abminderungsfaktor wiedergibt.

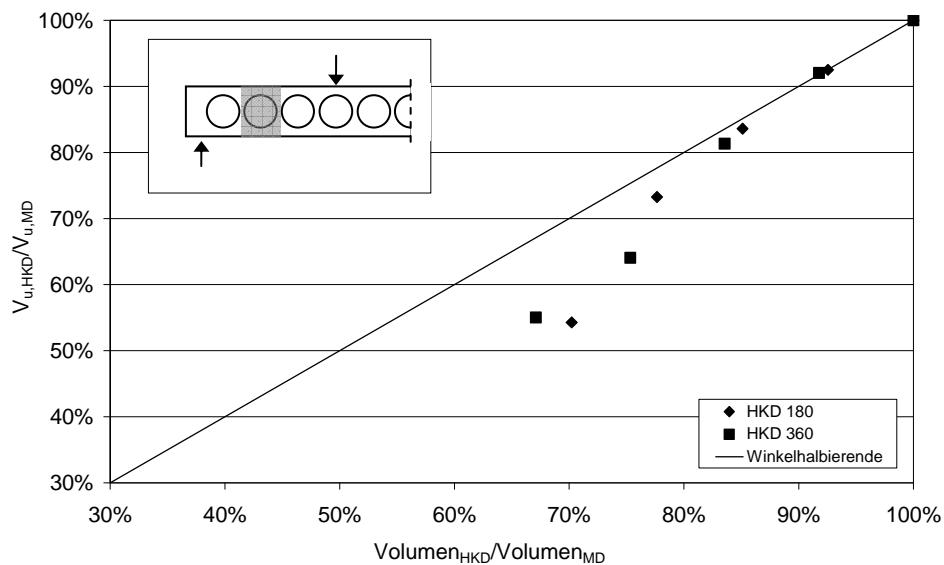


Abbildung 4.41: Vergleich Abminderungsfaktor aus FE-Rechnung, Volumenverhältnis

Abbildung 4.41 zeigt die Gegenüberstellung der Versagenslasten und der Volumen-Verhältniswerte. Bei 1,0-fachem Kugelquerabstand (Mindest-Kugelabstand) liegt das anteilige Volumen der Hohlkörperdecke (hier: 67 % bzw. 70 %) deutlich über dem Verhältniswert der Versagenslasten (55 % bzw. 54 %). Erst ab dem ca. 4,0-fachen Kugelabstand entspricht der Volumen-Verhältniswert nahezu dem Verhältniswert der Versagenslasten. Ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem Volumenverhältnis und der Traglast lässt sich somit nicht nachweisen.

In Abbildung 4.42 ist der Vergleich der Versagensverhältnisse mit den Restquerschnittswerten am senkrechten Schnitt dargestellt. Die Versagensverhältniswerte sind proportional zur Restquerschnittsfläche, die Traglasten werden jedoch durch diesen Ansatz durchweg unterschätzt.

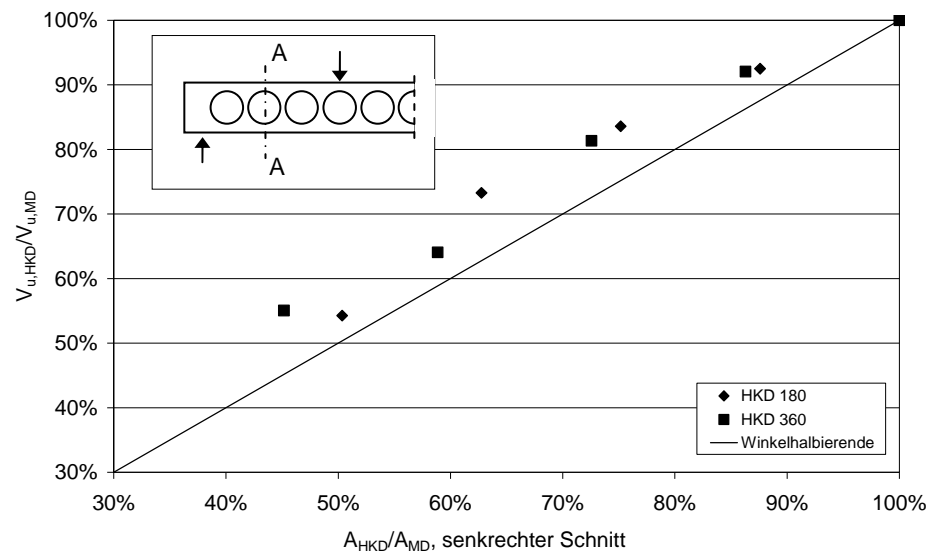


Abbildung 4.42: Vergleich Abminderungsfaktor aus FE-Berechnung, senkrechter Schnitt

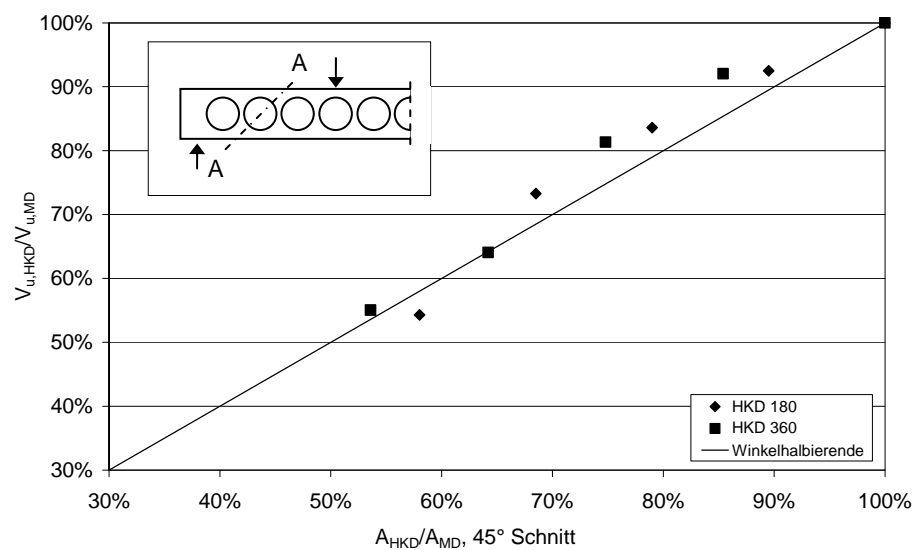


Abbildung 4.43: Vergleich Abminderungsfaktor aus FE-Berechnung, 45°-Schnitt

In Anlehnung an die 45°-Neigung der Spannungstrajektorien auf Höhe der Schwereachse im Zustand I wird die Restfläche eines unter 45° geneigten Schnittes betrachtet (siehe Abbildung 4.43). Es zeigt sich eine lineare Abhängigkeit zwischen dem Verhältnis der Querschnittsfläche und dem Versagenslastverhältnis. Die Traglaststeigerung bei Vergrößerung des Kugelquerabstandes kann somit durch diesen Ansatz beschrieben werden.

4.4.2.2 Variation des Kugelabstandes in Längsrichtung

Bei den durchgeführten Versuchen zum Querkrafttragverhalten wurde in Längs- und in Querrichtung der kleinste in der Praxis gebräuchliche Kugelabstand $a_{HK}=0,1 \cdot s_{HK}$ verwendet. Mit größer werdendem Längsabstand nimmt der Massivbereich zwischen den Kugeln zu, wodurch erwartungsgemäß die Querkrafttragfähigkeit ansteigt. Um diesen Anstieg zu ermitteln, wurden Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt, bei denen der Kugellängsabstand vergrößert wurde. Eine Variation des Längsabstandes ist jedoch nur in gewissen Bandbreiten sinnvoll, da mit zunehmendem Längsabstand die Gewichtseinsparung abnimmt. Abbildung 4.44 verdeutlicht diesen Zusammenhang. Der Mindestachsabstand der Kugeln s_{HK0} wird zu $s_{HK0}=1/0,9 \cdot D_{HK}$ zugrunde gelegt. Für eine Hohlkörperperdecke mit einem Kugeldurchmesser $D_{HK}=36$ cm ergibt sich ein Mindestachsabstand der Hohlkörper von $s_{HK0}=40$ cm (100%).

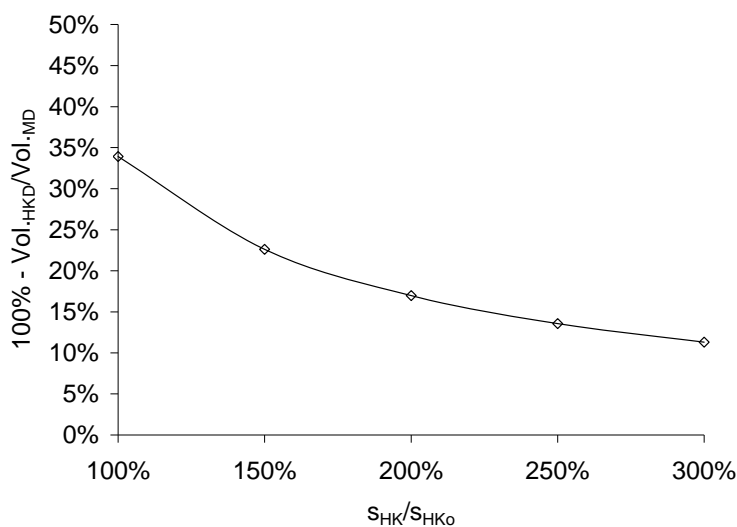


Abbildung 4.44: Volumenreduzierung vs. Vergrößerung des Längsabstandes

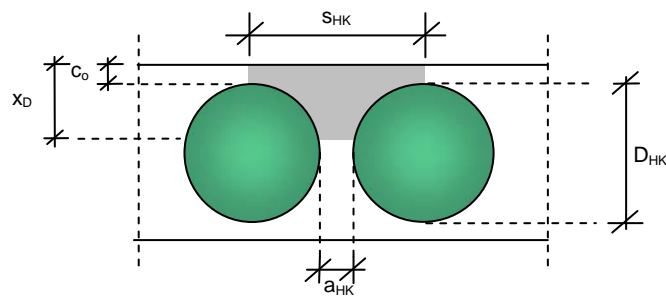


Abbildung 4.45: Geometrie Hohlkörperperdecke

Bei einem Kugelabstand von 300 % kann nur noch etwas mehr als 10 % des Volumens und somit des Eigengewichts eingespart werden. Bei diesem Wert ist die Wirtschaftlichkeitsgrenze bereits überschritten. Für die Parameterstudie wurde der Längsabstand zwischen 100% und 300% von s_{HK0} variiert. Anhand von Voruntersuchungen wurde der Einfluss der Position einer Einzelkugel im Schubfeld untersucht, da die Aussage über den Einfluss des Kugelabstandes auf die Tragfähigkeit von der Position einzelner Kugeln unabhängig sein muss. Hierfür wurde eine einzelne Kugel im Schubfeld an unterschiedlichen Positionen angeordnet. Bei a/d -Verhältnissen $>4,0$ war der Einfluss der einzelnen Kugelpositionen nicht mehr signifikant. Für die FE-Untersuchungen des Kugellängsabstandes wurde daher ein a/d -Verhältnis $>4,0$ gewählt.

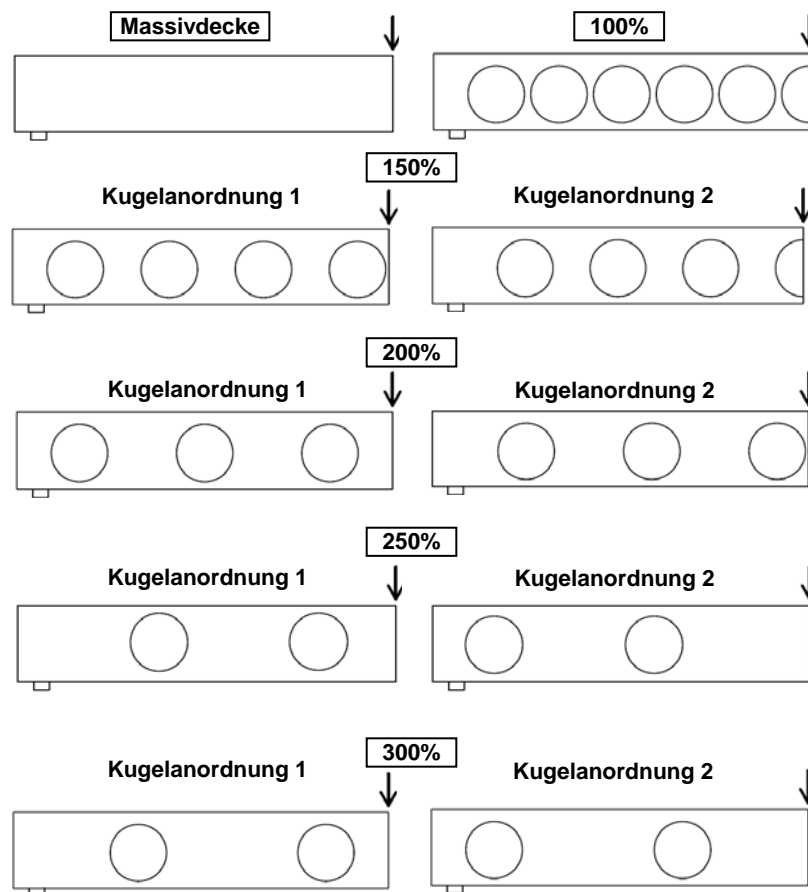


Abbildung 4.46: Parameterstudie Kugellängsabstand

Bei jeweils gleichem Kugellängsabstand sind verschiedene Kugelanordnungen möglich (s. Abbildung 4.46). Die Berechnungen wurden anhand der in Abbildung 4.46 aufgeführten Kugelanordnungen durchgeführt. Die Versagenslasten der Berechnungen

mit gleichem Kugellängsabstand, aber unterschiedlicher Kugelanordnung, unterscheiden sich nur geringfügig und wurden daher gemittelt.

Für die Berechnungen wurde das gleiche Verhältnis zwischen Betonüberdeckung über den Kugeln und der Druckzonenhöhe (c_o/x_D -Verhältnis, vgl. Abbildung 4.45) wie in den Versuchen (Kapitel 3) gewählt. In Tabelle 4.1 sind die Einzelergebnisse der Berechnung aufgeführt. Abbildung 4.47 zeigt die grafische Auswertung der Ergebnisse.

Tabelle 4.1: Ergebnisse der Berechnungen

Versuchskörper	Versagenslast HKD 180	% MD	Versagenslast HKD 360	% MD
Massivdecke	32,7 kN	100 %	103,5 kN	100 %
100% Kugelabstand	18,7 kN	57 %	56,6 kN	55 %
150 % Anordnung 1	21,6 kN	68 %	66,3 kN	63 %
150 % Anordnung 2	22,8 kN		63,4 kN	
200 % Anordnung 1	23,4 kN	73 %	72,3 kN	70 %
200 % Anordnung 2	24,1 kN		73,4 kN	
250 % Anordnung 1	25,9 kN	77 %	77,5 kN	74 %
250 % Anordnung 2	24,3 kN		76,5 kN	
300 % Anordnung 1	26,6 kN	77 %	77,8 kN	74 %
300 % Anordnung 2	24,1 kN		75,9 kN	

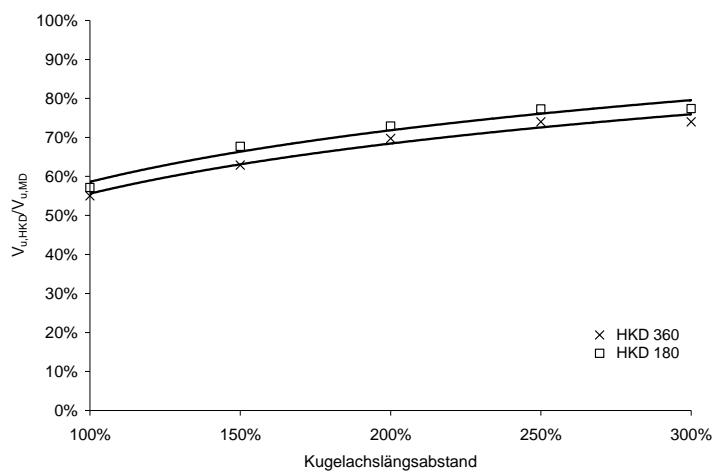


Abbildung 4.47: Parameterstudie, Längsabstand

Wie in dem Diagramm der Abbildung 4.47 zu erkennen ist, bewirkt die Vergrößerung des Kugellängsabstandes eine unterproportionale Steigerung der Versagenslast der Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke. Es ist zu vermuten, dass ähnlich wie bei den zuvor aufgeführten Ergebnissen der Untersuchungen zum Einfluss des Querabstandes bei der Variation des Kugellängsabstandes ebenfalls eine Korrelation mit geometrischen Einflussgrößen gegeben ist. Die Betrachtung eines Schnittes in Querrichtung ist hierfür nicht geeignet, da dieser Querschnitt in allen Fällen zur identischen Querschnittsfläche führt. Es wird daher ein Vergleich der Tragfähigkeit mit den Flächenverhältnissen am Längsschnitt durch eine Kugelreihe sowie der Vergleich der Traglast mit dem Volumenverhältnis durchgeführt. In Abbildung 4.48 ist der Vergleich mit dem Flächenverhältnis dargestellt. Für Kugelabstände von 100 % und 150 % wird das Traglastverhältnis durch das Flächenverhältnis unterschätzt, bei größeren Kugelabständen wird die Tragfähigkeit hierdurch überschätzt. Die Untersuchung anhand eines Längsschnittes erscheint daher nicht geeignet.

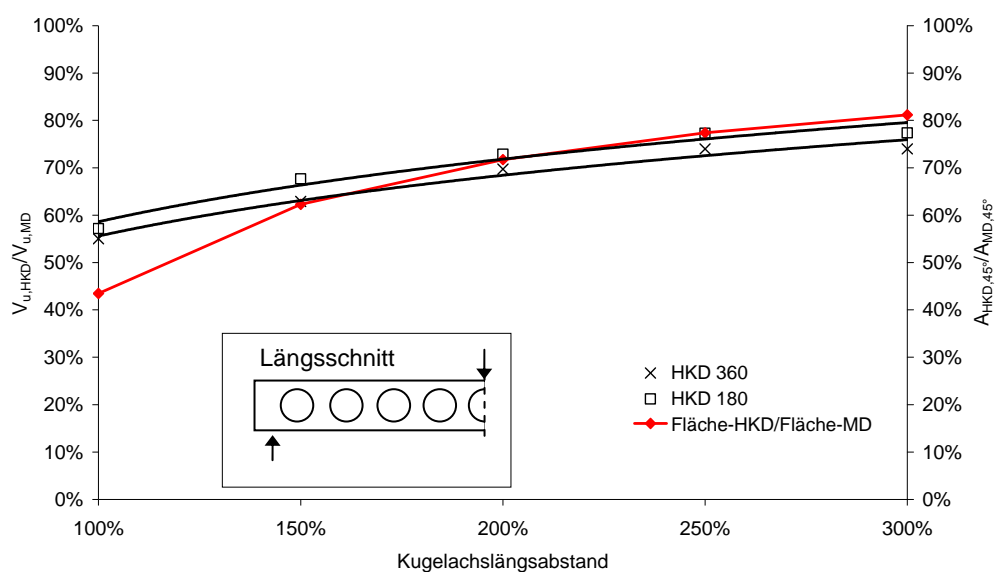


Abbildung 4.48: Vergleich Einfluss Kugellängsabstand, Längsschnitt

Abbildung 4.49 zeigt die Auswertung des Traglastverhältnisses anhand des Volumenverhältnisses bei diesem Ansatz. Die Traglast wird hierdurch jedoch durchweg überschätzt. Die Tragfähigkeitssteigerung infolge Vergrößerung des Kugelachslängsabstandes wird durch diesen Ansatz jedoch sehr gut wiedergegeben. Um dies zu veranschaulichen, ist in Abbildung 4.50 der Verhältniswert der Tragfähigkeiten $V_{u,HKD,sHK,i}/V_{u,HKD,sHK}=100\%$ dem Verhältniswert der Betonvolumina $Vol_{HKD,sHK,i}/Vol_{HKD,sHK}=100\%$ gegenübergestellt.

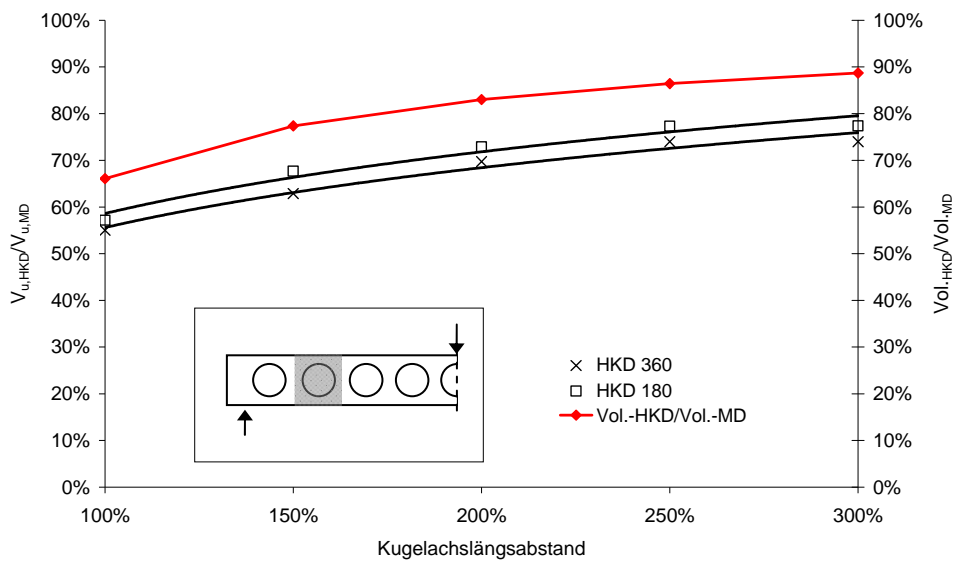


Abbildung 4.49: Vergleich Einfluss Kugellängsabstand, Volumenverhältnis

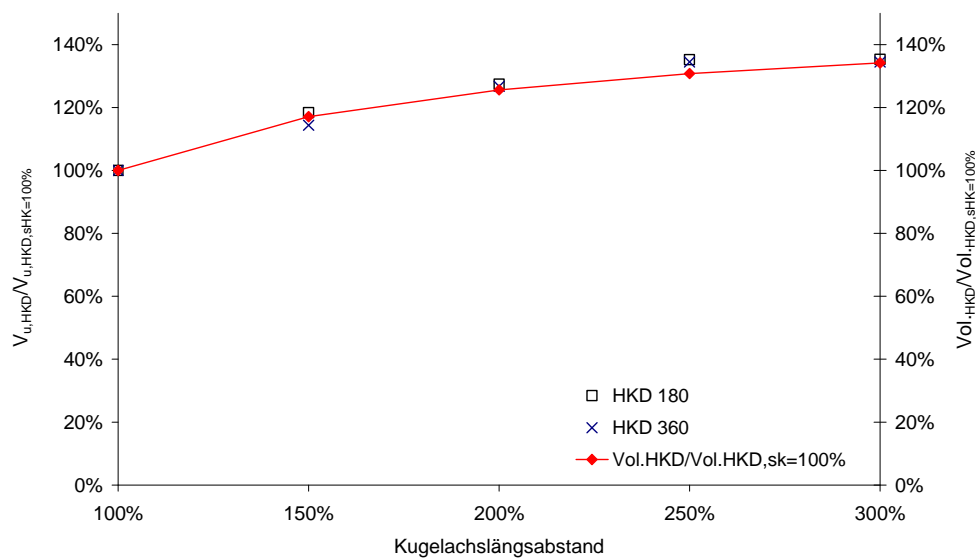


Abbildung 4.50: relative Traglaststeigerung vs. relative Volumenzunahme

Es zeigt sich eine direkte Korrelation zwischen der Tragfähigkeitssteigerung und der Volumenzunahme bei Vergrößerung des Kugellängsabstandes. Somit kann, basierend auf dem Verhältniswert der Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke bei 100 % Kugellängsabstand, durch die Volumenzunahme unter Vergrößerung des Kugellängsabstandes unmittelbar auf die Traglaststeigerung der Hohlkörperdecke geschlossen werden.

4.4.3 Variation c_o/x_D -Verhältnis

In den in der Literatur verwendeten Ansätzen zum Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird der Betondruckzone ein entscheidender Querkrafttraganteil zugewiesen.

Die Querkrafttragfähigkeit in der Betondruckzone wird maßgeblich durch die Druckzonenhöhe bestimmt. Bei der zweiachsigen Hohlkörperdecke wird ein Teil der Druckzone durch Hohlkörper geschwächt. Hierdurch wird die in der Druckzone übertragbare Querkraft reduziert. Um den Einfluss dieser Querschnittsreduzierung auf die Tragfähigkeit zu überprüfen, wurde das Verhältnis c_o/x_D (vgl. hierzu Abbildung 4.45) variiert. Die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke wurde für c_o/x_D -Verhältnisse zwischen 25% und 100% untersucht (Abbildung 4.51).

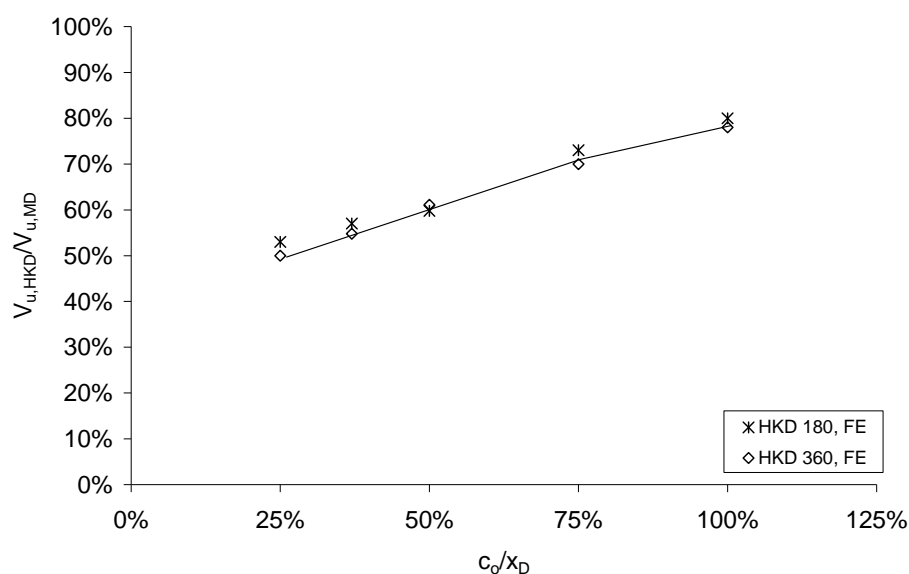


Abbildung 4.51: Variation des c_o/x_D -Verhältnisses

Abbildung 4.51 zeigt die Auswertung des Lastverhältnisses $V_{u,HKD}/V_{u,MD}$ unter Variation des c_o/x_D -Verhältnisses bei einem Kugellängsabstand von 100% (vgl. Abschnitt 4.4.2.2).

Die Vergrößerung des c_o/x_D -Verhältnisses wirkt sich deutlich auf die Traglast aus. Insbesondere für c_o/x_D -Verhältnisse zwischen 25% und 75% lässt sich ein stärkerer Tragfähigkeitszuwachs verzeichnen. Oberhalb von $c_o/x_D=75\%$ ist die Zunahme der Tragfähigkeit nur noch in geringerem Maße möglich. Die Zunahme der Tragfähigkeit

der Hohlkörperdecke verglichen mit der Massivdecke ist somit in großem Maße abhängig von der Schwächung der Betondruckzone durch die Hohlkörper. Für $c_o/x_D > 75\%$ liegt die Betondruckzone größtenteils oder vollständig oberhalb der Kugeln, so dass die Druckzone nur noch wenig geschwächt ist und nahezu der volle Druckzonentraganteil übertragen werden kann.

Die maximale Tragfähigkeit beträgt etwa 80% der Tragfähigkeit der Massivdecke. Über diesen Wert hinaus kann die Tragfähigkeit aufgrund der verbleibenden Querschnittsschwächung durch die Hohlkörper nicht weiter gesteigert werden.

Um den Einfluss des c_o/x_D -Verhältnisses bei gleichzeitig verändertem Kugellängsabstand zu überprüfen, wurde der Längsabstand zusätzlich variiert. Abbildung 4.52 zeigt die Ergebnisse dieser Berechnungen. Das c_o/x_D -Verhältnis für eine Decke mit $D_{HK}=180$ mm wurde erneut zwischen 25% und 100% variiert, der Kugellängsabstand wurde zwischen $s_{HK,i}/s_{HK0} = 100\%$ und $s_{HK,i}/s_{HK0} = 300\%$ variiert.

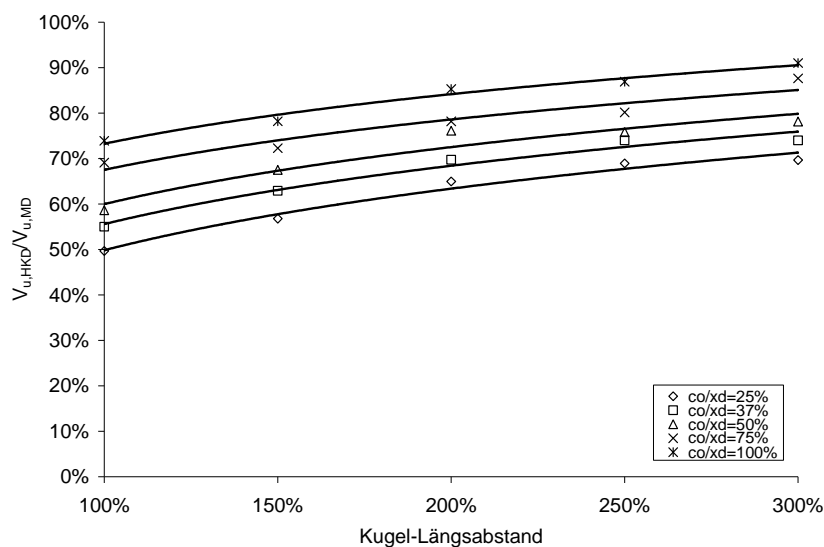


Abbildung 4.52: Versagenslast, Variation Kugellängsabstand und c_o/x_D -Verhältnis

Die Kurven der untersuchten Kugellängsabstände für unterschiedliche c_o/x_D Verhältnisse verlaufen annähernd parallel. Die Traglaststeigerung durch Vergrößerung des Kugellängsabstandes ist demnach unabhängig von dem vorliegenden c_o/x_D -Verhältnis.

4.4.4 Variation der Betongüte

Da der Zeitpunkt der Versagensrissentstehung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung maßgeblich von der Betonfestigkeit beeinflusst wird, wurde in einer weiteren Parameterstudie die Betonfestigkeit variiert. Ziel war es zu untersuchen, ob sich der Abminderungswert für die Traglast der Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke hierdurch verändert. Es wurden Berechnungen an einer Decke mit Kugeldurchmessern $D_{HK}=180\text{ mm}$ und Kugeldurchmessern $D_{HK}=360\text{ mm}$ durchgeführt. Da die Versuchskörper aus Normalbeton hergestellt wurden und das FE-Modell auf diesen Versuchen basiert, umfasst die Parameterstudie den Bereich der normalfesten Betone (C20/25 bis C50/60). Höherfeste Betone weisen aufgrund der größeren Sprödigkeit und geringeren Rissuferverzahnung grundsätzlich andere Eigenschaften hinsichtlich des Querkrafttragverhaltens auf als normalfeste Betone. Eine Extrapolation der FE-Berechnungen auf hochfeste Betone ist daher nicht abgesichert möglich.

Die Abhängigkeit der mittleren Betonzugfestigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit wird in DIN 1045-1 durch folgende Gleichung beschrieben.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Glg. 4.10

Die Auswertung dieser Gleichung ist für die untersuchten Betonfestigkeiten in Abbildung 4.53 angegeben.

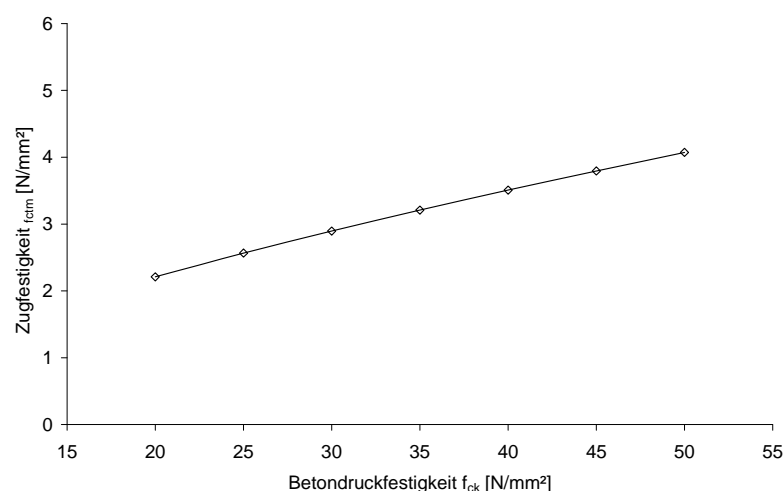


Abbildung 4.53: Auswertung f_{ctm} in Abhängigkeit von f_{ck}

In dem Festigkeitsbereich C20/25 bis C50/60 ergibt sich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Zugfestigkeit.

Abbildung 4.54 zeigt die in der dreidimensionalen FE-Berechnung ermittelten Versagenslasten bei veränderlicher Druckfestigkeit. Die Versagenslast nimmt ebenfalls nahezu linear zur Festigkeitssteigerung zu.

Die Traglaststeigerung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit wird in DIN 1045-1 durch den Ansatz $f_{ck}^{1/3}$ erfasst. Ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 besitzt entsprechend dieser Gleichung eine 36 % größere Querkrafttragfähigkeit als ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25 ($50^{1/3}/20^{1/3} = 1,36$).

Die Auswertung der dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen führt beim Vergleich der Versagenslasten unter Verwendung eines Betons der Festigkeitsklasse C50/60 mit einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 zu einer Tragfähigkeitssteigerung von 55 %. Durch die gemäß DIN 1045-1 ermittelte Traglaststeigerung in Höhe von 36 % (s.o.) wird somit die Traglaststeigerung konservativ ermittelt.

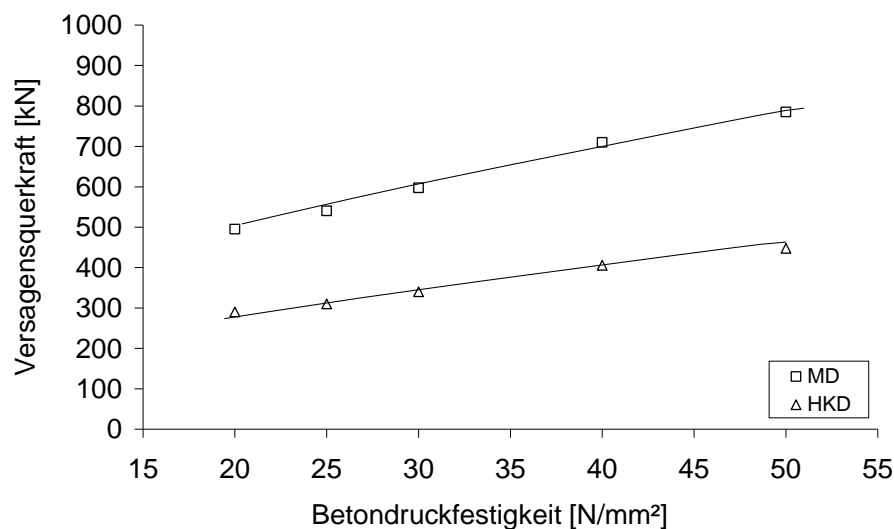


Abbildung 4.54: Variation der Betondruckfestigkeit

Abbildung 4.55 zeigt die Abminderungsfaktoren für die ermittelten Versagenslasten bei einer Hohlkörperdecke mit einem Kugeldurchmesser von 360 mm. Während die Absolutwerte der Versagenslast durch Erhöhung der Betonfestigkeit nahezu linear ansteigen, ist das Versagenslast-Verhältnis $V_{u,HKD}/V_{u,MD}$ zwischen Hohlkörperdecke und Massivdecke nahezu konstant.

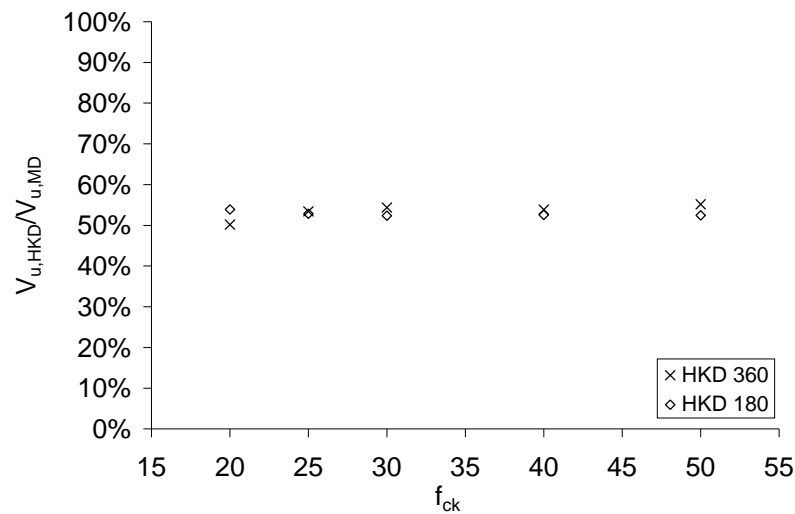


Abbildung 4.55: $V_{u,HKD}/V_{u,MD}$, HKD 360 und HKD 180

Die hier vorgestellten Auswertungen von physikalisch-nichtlinearen, dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen bestätigen zum einen die Versuchsbeobachtungen, zum anderen liefern sie darüber hinaus Erkenntnisse über die Auswirkungen der maßgebenden Einflussfaktoren.

4.4.5 Bewertung der FE-Analysen

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung wurden dreidimensionale physikalisch-nichtlineare FE-Berechnungen durchgeführt. Hierdurch lassen sich die in Kapitel 3 vorgestellten Versuche zum Querkrafttragverhalten verifizieren.

Da nur eine begrenzte Anzahl an Versuchen durchgeführt wurde, um die untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit der zweiachsigen Hohlkörperdecke im Vergleich zu einer Massivdecke zu ermitteln, wurde zusätzlich eine Parameterstudie durchgeführt.

Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Berechnungen sind nachfolgend aufgelistet:

- Bei auflagnahen Einzellasten im Abstand $a/d < 2,5$ bildet sich analog zu Massivbauteilen ein Sprengwerk aus, so dass ein Teil der Belastung direkt zum Auflager hin abgetragen werden kann. Die Traglaststeigerung kann durch den in

DIN 1045-1 genannten Beiwert β berücksichtigt werden. Für Verhältniswerte $a/d > 2,5$ ist der über ein Sprengwerk übertragene Anteil nur noch gering.

- Eine Vergrößerung des Kugelabstandes quer zur betrachteten Tragrichtung wirkt sich erwartungsgemäß traglaststeigernd auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Die Tragfähigkeitssteigerung ist direkt abhängig von der Zunahme des Massivquerschnitts. Für einen unter 45° geneigten Schnitt durch eine Kugelreihe ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Restquerschnittsfläche und dem Traglastverhältnis zwischen der Hohlkörperdecke und der Massivdecke.
- Als wesentliche Einflussgröße auf die Versagenslast einer Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke hat sich die Betonüberdeckung oberhalb der Kugeln bzw. das c_o/x_D -Verhältnis herausgestellt. Das c_o/x_D -Verhältnis wurde zwischen 25% und 100% variiert. In den durchgeführten Versuchen lag etwa ein c_o/x_D -Verhältnis von 37% vor. Durch Vergrößerung der Betonüberdeckung über der Kugel lässt sich die Versagenslast maßgeblich steigern. Dies deutet auf einen großen Einfluss des Querkrafttraganteils in der Druckzone hin. Die Traganteile und die Gesamttragwirkung der zweiachsigen Hohlkörperdecke werden in Kapitel 5 ausführlicher beleuchtet.
- Durch eine Vergrößerung des Kugelabstandes in Richtung der betrachteten Tragwirkung kann erwartungsgemäß ebenfalls eine Traglaststeigerung erzielt werden. Zur Ermittlung der Traglaststeigerung wurde der Kugellängsabstand zwischen 100% und 300% variiert. Zusätzlich wurde das c_o/x_D -Verhältnis variiert. Hierbei wurde festgestellt, dass die Traglaststeigerung infolge Vergrößerung des Kugellängsabstandes unabhängig von dem c_o/x_D -Verhältnis ist.
- Die Betonfestigkeit wurde im Bereich der normalfesten Betone variiert. Die Absolutwerte der Versagenslasten nahmen analog zur Zunahme der Betonzugfestigkeit bei steigender Betondruckfestigkeit annähernd linear zu. Eine Veränderung des Versagensverhältnisses der Versagenslasten zwischen Hohlkörperdecke und Massivdecke wurde für normalfeste Betone nicht beobachtet.

Kapitel 5

Zweiachsige Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung, Auswertung und Bemessungsmodell

5.1 Allgemeines

Die durchgeführten Versuche sowie die dreidimensionalen physikalisch-nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen haben gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken im Vergleich zur Massivdecke reduziert ist. Grund hierfür ist die Querschnittsreduzierung durch die Hohlkörper. Hieraus resultiert eine Verminderung der von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung bekannten Traganteile. Die drei maßgebenden Traganteile von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung sind die Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone, die Dübeltragwirkung der Bewehrung und die Rissuferverzahnung (s. Abbildung 2.1).

Um den Einfluss der Hohlkörper auf die Querkrafttragfähigkeit zu beurteilen, werden diese Traganteile unter Berücksichtigung der besonderen Geometrie der zweiachsigen Hohlkörperdecke bestimmt und ihr Anteil an der Gesamttragfähigkeit ermittelt.

5.2 Grundlagen

Ein wesentlicher Aspekt zur Beschreibung des Einflusses der Querschnittsreduzierung auf die Einzeltraganteile ist die Untersuchung des Rissverlaufs im Bereich der Kugeln.

Bei der zweiachsigen Hohlkörperdecke können bis zum Versagen grundsätzlich vier Rissbildungsstadien beschrieben werden (vgl. Abbildung 5.1).

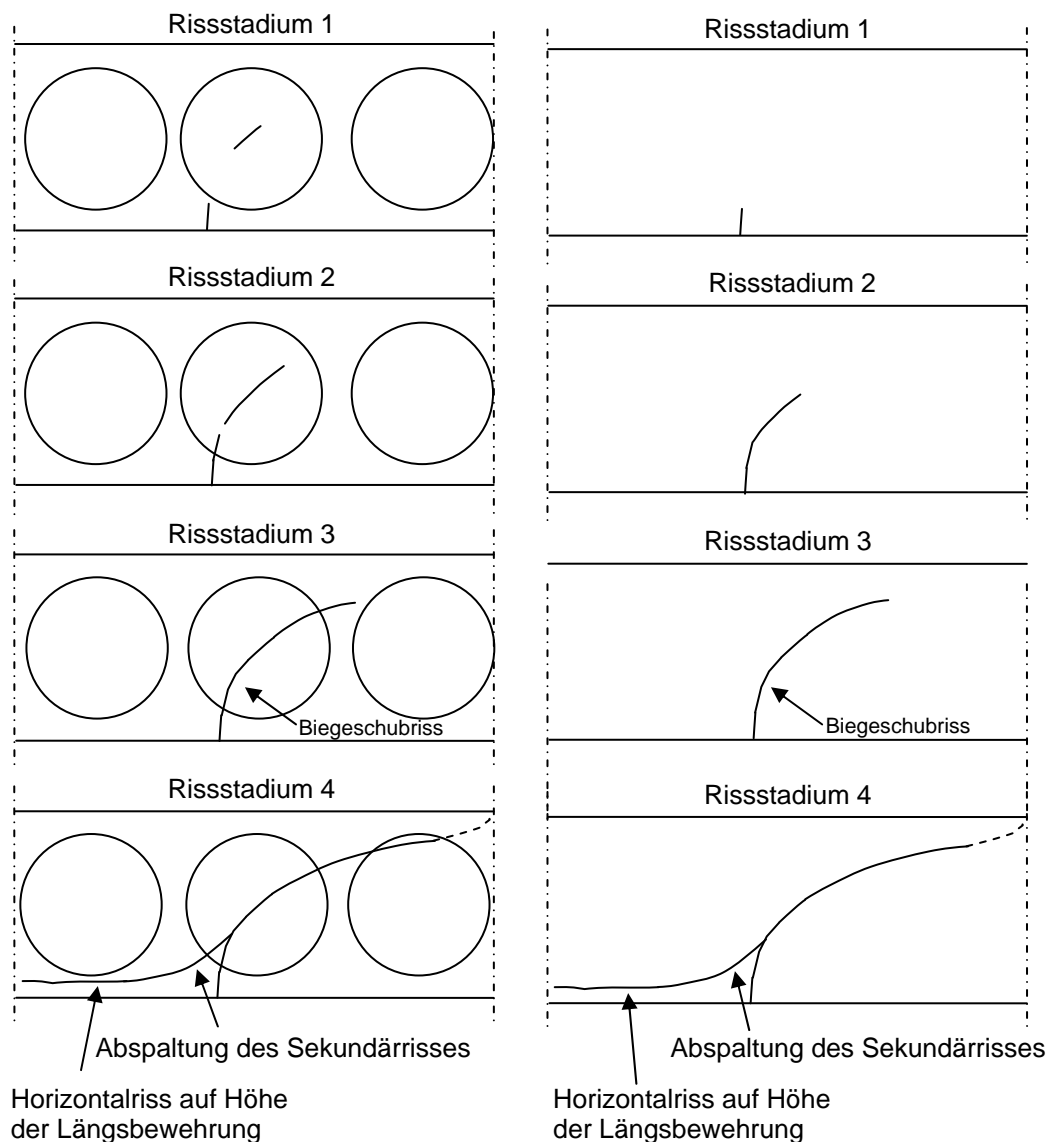


Abbildung 5.1: Rissentwicklung: Hohlkörperdecke (l.), Massivdecke (r.)

In Rissstadium 1 sind erste Biegerisse vorhanden. Ausgehend von der Kugelmitte (abhängig von lokalen Festigkeitsunterschieden unmittelbar daneben) bildet sich ein erster Schubzugriss. In Rissstadium 2 pflanzen sich sowohl Biegerisse als auch der vorhandene Schubriss weiter fort und verbinden sich in Rissstadium 3 schließlich zu einem „klassischen“ Biegeschubriss. Die Rissuferverzahnung im unteren Rissabschnitt und die Dübelwirkung der Längsbewehrung führen im Rissstadium 4 (Versagensstadium) zur Ausbildung eines flacher geneigten Sekundärrisses, der sich von dem Biegeschubriss abgespalten. Hierdurch wird ein Steifigkeitsverlust im Gesamtsystem hervorgerufen. Die Rissöffnung nimmt drastisch zu. Es findet

vorübergehend eine Lastumlagerung in ein Sprengwerksystem statt, bevor das Risswachstum endgültig zum Durchtrennen der Biegedruckzone und somit zum Versagen führt. Mit Ausnahme der für die Hohlkörperdecke typischen Schubzugrissentstehung auf Höhe der Kugelmitte lassen sich bei einer Massivdecke diese Stadien gleichermaßen formulieren (siehe Abbildung 5.1 r., Abbildung 5.2 r., vgl. hierzu ebenfalls [GÖR04]).

Der Versagensriss nach Abspaltung des Sekundärrisses unmittelbar vor dem eigentlichen Versagen ist in Abbildung 5.2 für die Versuchskörper HKD360-V1 und MD360-V1 gegenübergestellt.

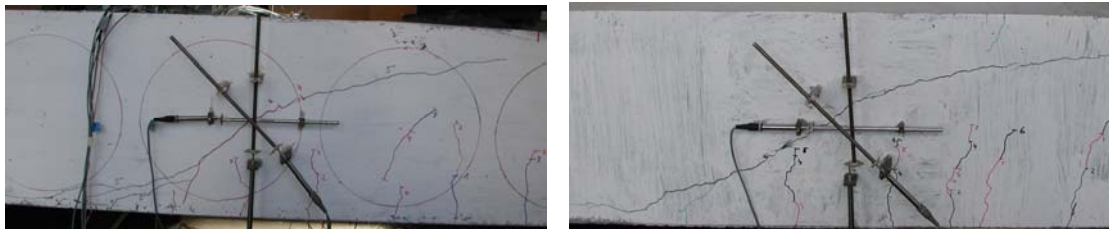


Abbildung 5.2: Rissverlauf, Versuch HKD360-V1 (l.) und Versuch MD360-V1 (r.)

5.3 Bemessungskonzept

Nachfolgend wird ein Gesamt-Bemessungskonzept zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung auf Basis der drei Tragkomponenten Druckzonentragfähigkeit, Dübeltragwirkung und Rissuferverzahnung unter Berücksichtigung der besonderen Geometrie der Hohlkörperdecke formuliert.

5.3.1 Druckzonentraganteil

Der in der Betondruckzone übertragene Querkraftanteil ergibt sich nach Zink [ZIN99] aus der Integration der Schubspannungen über die Druckzonenhöhe. Bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit ist die Biegedruckzone nur gering ausgenutzt und es kann eine lineare Druckspannungsverteilung angenommen werden. Die Schubspannungsverteilung über die Druckzonenhöhe entspricht einem parabelförmigen Verlauf. Aus Gleichgewichtsgründen sind die Drucknormalspannungen am Querschnittsrand maximal und die Schubspannungen ergeben sich zu Null. In der Dehnungs-Nulllinie des Querschnitts hat die Normalspannung den Wert Null und die Schubspannungen entsprechen dem Maximalwert der Hauptzugspannungen $\tau_{xz} = \sigma_1 = f_{ct}$.

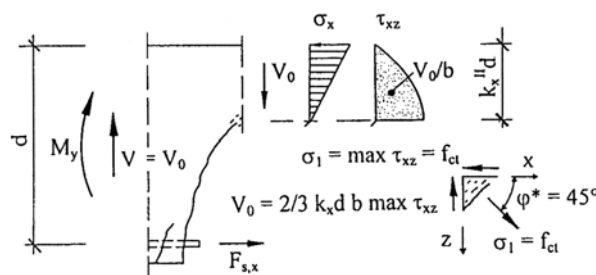


Abbildung 5.3: Schubspannungsverteilung in der Druckzone [ZIN99]

Die Druckzonen-Querkrafttragfähigkeit ergibt sich durch Integration der Schubspannungen über die Bauteilhöhe und über die Querschnittsbreite:

$$V_c = \int_0^{k_x \cdot d} \tau_{xz}(z) \cdot b_w(z) dz$$

Glg. 5.1

mit:

$$k_x = \sqrt{\rho^2 n^2 + 2\rho n} - \rho n$$

$$\rho = A_s/bd$$

$$n = E_s/E_c$$

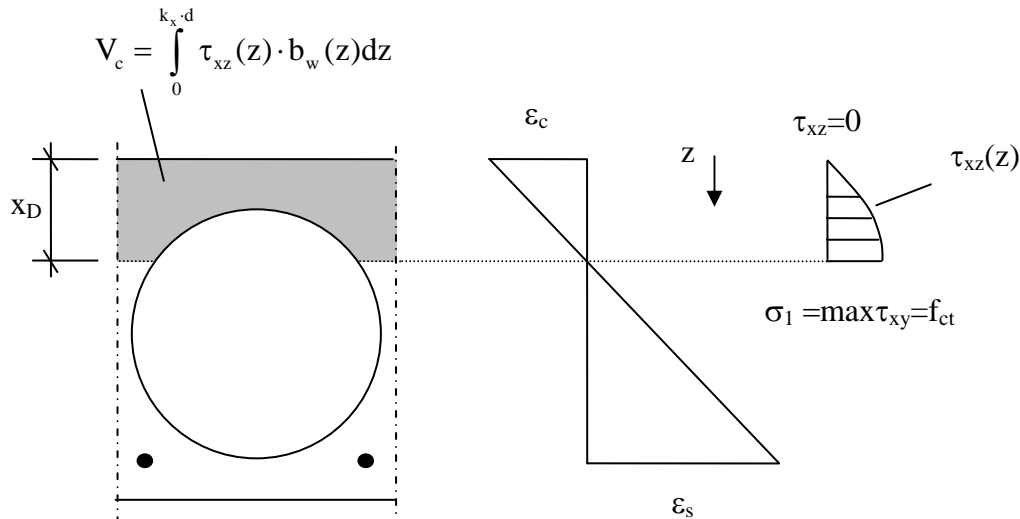


Abbildung 5.4: Schubspannungsverteilung in der Druckzone, Hohlkörperdecke

Befindet sich ein Teil der Druckzone innerhalb des durch Hohlkörper geschwächten Querschnitts (Abbildung 5.4), kann durch Integration nach Gleichung 5.1 die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone V_c für den Restquerschnitt berechnet werden.

5.3.2 Dübelwirkung

Die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung wird vor allem durch die Rissufergleitung der Biegeschubrisse sowie durch die Zugfestigkeit des Betons und die Biegesteifigkeit der Bewehrung bestimmt. Bei der Berechnung der maximal auftretenden Dübelkraft ist die Nettobetonfläche zu berücksichtigen, da nur diese Fläche zur Übertragung der Betonzugspannungen zur Verfügung steht.

Zur Ermittlung der maximal aufnehmbaren Dübelkraft wird die von Baumann [BAU72] empirisch abgeleitete Formulierung (Gleichungen 5.2 und 5.3) verwendet. Die maximale Rissufergleitung bei Erreichen der Risskraft wird auf Basis der Versuchsergebnisse von Baumann [BAU72] zu $v = 0,1\text{mm}$ angenommen.

$$V_{\text{Riss}} = l_z \cdot f_{ct} \cdot b_n \quad \text{Glg. 5.2}$$

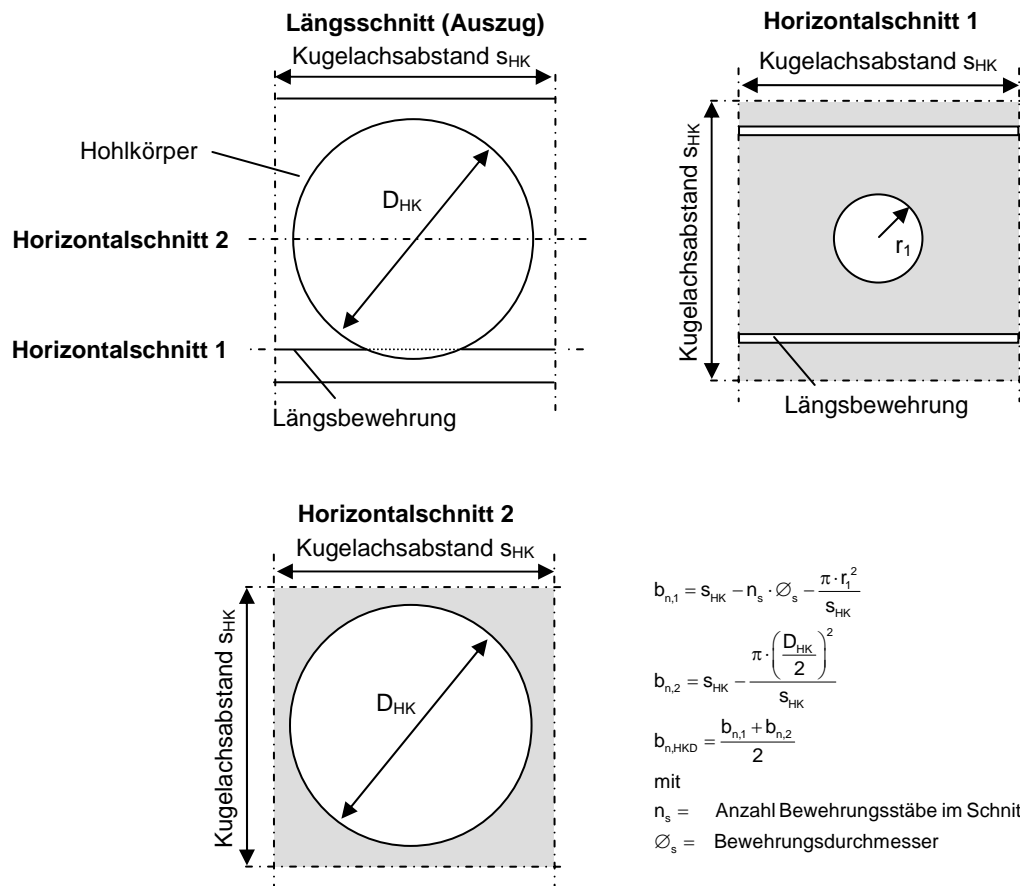
$$l_z = \frac{14,3 \cdot d_s [cm]}{\sqrt[3]{100 \cdot f_{c,cube} [kN/cm^2]}} [cm] \quad \text{Glg. 5.3}$$

mit:

b_n = Netto-Betonquerschnittsbreite (bezogen auf s_{HK})

l_z = empirisch abgeleitete Lasteintragungslänge

Für die Ermittlung der reduzierten Breite b_n ist neben der Fehlfläche infolge der Bewehrung die Fehlfläche infolge der Hohlkörper zu berücksichtigen. Die durch die Dübelwirkung verursachten Betonzugkräfte werden in dem Beton-Nettoquerschnitt zurückgehängt. Bei der Hohlkörperdecke ergeben sich hierdurch zwei maßgebende Beton-Restquerschnitte. Der erste Schnitt ist der Horizontalschnitt auf Höhe der Längsbewehrung (Horizontalschnitt 1, Abbildung 5.5). Der zweite Schnitt ist der Horizontalschnitt mit der größten Querschnittsschwächung infolge der Hohlkörper, der Horizontalschnitt auf Höhe der Kugelachse (Horizontalschnitt 2, Abbildung 5.5).

Abbildung 5.5: Nettobreite b_n im Bereich von Hohlkörpern

Horizontalschnitt 2 führt zur kleinsten Nettoquerschnittsbreite mit einer Querschnittsschwächung um bis zu 64 %, während die Querschnittsschwächung in dem Schnitt auf Höhe der Längsbewehrung (Horizontalschnitt 1) zwischen 10% und 25% je nach Bewehrungsgehalt und Kugellage beträgt. In den Versuchen (Kapitel 3) wurde gezeigt, dass der Horizontalriss infolge Dübelwirkung trotz der größeren Querschnittsschwächung auf Höhe der Kugelachse im Horizontalschnitt 2 nicht dort, sondern in der Ebene der Längsbewehrungslage entsteht und somit der Ansatz des Nettoquerschnittes gemäß Horizontalschnitt 2 zu konservativ wäre. Bei dem Bemessungskonzept wird der Mittelwert aus den Restquerschnitten beider Schnitte verwendet, um die Dübeltragwirkung der Bewehrung zu erfassen.

5.3.3 Rissuferverzahnung

Die Rissuferverzahnung ist die dritte wichtige Komponente zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit. Die über den Schubriss übertragbaren Schubspannungen sind von der Rissöffnung und der Rissgleitung beider Rissufer abhängig.

Zur Formulierung der über die Rissufer übertragenen Querkraftanteile wird zunächst die Rissgeometrie mathematisch formuliert. Fischer [FIS97] und Görtz [GÖR04] haben gezeigt, dass der Rissverlauf mit Hilfe einer Funktion 4. Grades sehr gut abgebildet wird. Basierend auf dem Ansatz von Fischer wertete Görtz weitere Querkraftversuche an Bauteilen ohne Querkraftbewehrung aus. Mit dem von Görtz abgeleiteten Vorfaktor ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Rissbildern der Versuche und deren Versagenslasten.

Die Rissgleichung von Görtz ist nachfolgend angegeben und den weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt:

$$f_1(x_1) = \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{x_1}{a}} \cdot d \quad \text{Glg. 5.4}$$

Diese Gleichung wird zur weiteren Verwendung in das x-y-Koordinatensystem an der Rissspitze transformiert (s. Abbildung 5.6).

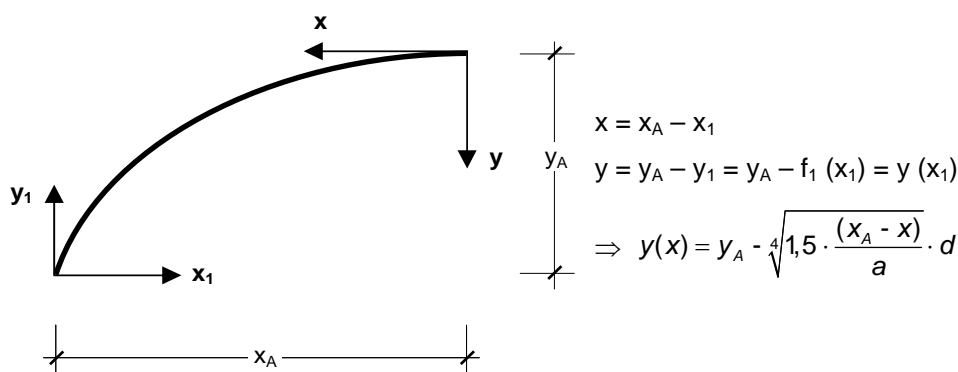


Abbildung 5.6: Rissgleichung

Ein sinnvolles Modell zur Ermittlung der Rissöffnung und der Rissgleitung ist die Annahme der Rotation des Rissufers um die Rissspitze. In Abbildung 5.7 ist der Verlauf

eines Biegeschubrisses mit einem um den Winkel $\Delta\varphi$ ausgelenkten Winkel zwischen den Rissufer wiedergegeben. Die hieraus resultierende vertikale Verschiebung der Rissuferenden an der Rissunterseite wird mit v_A bezeichnet.

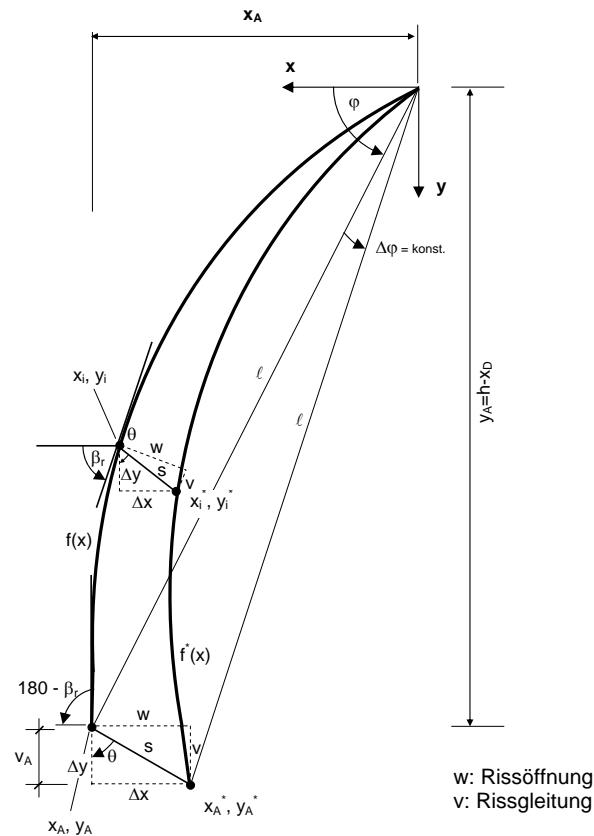


Abbildung 5.7: Rotation des Rissufers um die Risspitze

Es lassen sich folgende Beziehungen zur Ermittlung der Rissöffnung w und der Rissgleitung v formulieren.

$$\ell = \sqrt{x^2 + y^2} \quad \text{Glg. 5.5}$$

$$y(x) = f(x) = y_A - \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{(x_A - x)}{a}} \cdot d \quad \text{Glg. 5.6}$$

$$f^*(x) = \ell \cdot \sin(\varphi(x) + \Delta\varphi) = \sqrt{x^2 + f(x)^2} \cdot \sin(\varphi(x) + \Delta\varphi) \quad \text{Glg. 5.7}$$

$$x^* = \sqrt{x^2 + f(x)^2 - f^*(x)^2} \quad \text{Glg. 5.8}$$

$$\Leftrightarrow x^* = \sqrt{x^2 + f(x)^2 - \left(\sqrt{x^2 + f(x)^2} \cdot \sin(\varphi + \Delta\varphi) \right)^2}$$

$$\Delta x = |x^* - x|, \Delta y = |y^* - y| \quad \text{Glg. 5.9}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\Delta x}{\Delta y}\right) \quad \text{Glg. 5.10}$$

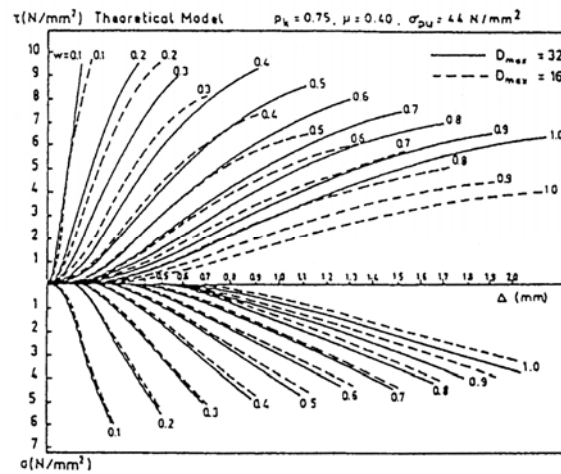
$$\beta_r = \arctan(f'(x)), \text{ mit } f'(x) = \frac{0,277 \cdot d}{a \cdot \left(\frac{x_A - x}{a}\right)^{3/4}} \quad \text{Glg. 5.11}$$

$$s = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad \text{Glg. 5.12}$$

$$w(x) = s \cdot \cos(\beta_r - \theta) \quad \text{Glg. 5.13}$$

$$v(x) = s \cdot \sin(\beta_r - \theta) \quad \text{Glg. 5.14}$$

Durch gegenseitiges Einsetzen der Gleichungen lassen sich für jede Stelle im Rissverlauf die Rissöffnung und die Rissgleitung in Abhängigkeit von der Laufvariablen x bestimmen. Zur Erfassung der Kraftübertragung über den Riss infolge Rissuferverzahnung (Aggregate Interlock) eignen sich empirische Ansätze. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen werden die von Walraven [WAL80] anhand von Versuchen ermittelten Schubspannungsbeziehungen (vgl. Abbildung 5.8) verwendet.



Schubspannung τ_{cr} [N/mm ²]	Druckspannung σ_{cr} [N/mm ²]
$v < \frac{f_{c,cube}^*}{30 \cdot (1,80 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{c,cube}^*)}$ \Rightarrow $\tau_{cr} = 0$	$v < \frac{f_{c,cube}^*}{20 \cdot (1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}^*)}$ \Rightarrow $\sigma_{cr} = 0$
$v > \frac{f_{c,cube}^*}{30 \cdot (1,80 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{c,cube}^*)}$ $< \frac{(-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{c,cube}^{*,0,56} + f_{c,cube}^* / 30}{(1,80 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{c,cube}^*)}$ \Rightarrow $\tau_{cr} = -\frac{f_{c,cube}^*}{30} + (1,80 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{c,cube}^*) \cdot v$	$v > \frac{f_{c,cube}^*}{20 \cdot (1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}^*)}$ $< \frac{(-1,417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{c,cube}^{*,0,56} + f_{c,cube}^* / 20}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}^*}$ \Rightarrow $\sigma_{cr} = -\frac{f_{c,cube}^*}{20} + (1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}^*) \cdot v$
$v > \frac{(-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{c,cube}^{*,0,56} + f_{c,cube}^* / 30}{(1,80 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f_{c,cube}^*)}$ \Rightarrow $\tau_{cr} = (-1,336 \cdot w + 1,894) \cdot f_{c,cube}^{*,0,56}$	$v < \frac{(-1,417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{c,cube}^{*,0,56} + f_{c,cube}^* / 20}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{c,cube}^*}$ \Rightarrow $\sigma_{cr} = (-0,1417 \cdot w + 2,020) \cdot f_{c,cube}^{*,0,56}$

Abbildung 5.8: Schubspannungs-Riss-Beziehungen nach Walraven

Der Querschnitt zur Übertragung von Rissreibungskräften wird bei der zweiachsigen Hohlkörperdecke im Bereich der Kugeln reduziert (vgl. Abbildung 5.9). Die geschwächte Querschnittsfläche wird durch die Schnittfunktion einer Kugel mit der Rissfläche beschrieben. Der Riss verläuft hierbei, in Anlehnung an die Versuchsbeobachtungen, durch den am stärksten geschwächten Querschnitt (Kugelmittle).

In Abbildung 5.9 ist die verbleibende Schnittfläche dreidimensional dargestellt.

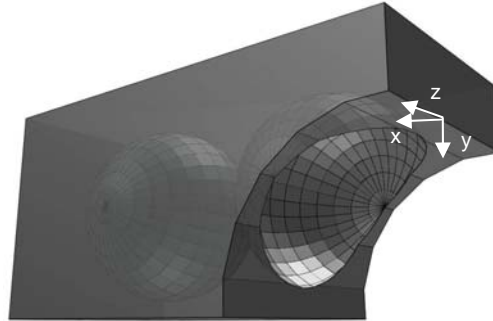


Abbildung 5.9: Schnittfläche zur Übertragung von Rissreibungskräften

Kugelfunktion:

$$y_1(x, z) = y_A - r + \sqrt{r^2 - (x - x_o)^2 - z^2} \quad \text{Glg. 5.15}$$

Rissfunktion:

$$y_2(x) = y_A - \sqrt[4]{1,5 \cdot \frac{(x_A - x)}{a}} \cdot d \quad \text{Glg. 5.16}$$

mit:

- r = Hohlkörperradius
- x_A = siehe Abbildung 5.7
- y_A = siehe Abbildung 5.7
- x_o = x-Koordinate für Auswertung der Rissfunktion mit $y(x_o) = y_A - r$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 5.15 und 5.16 und Umformen nach $z(x)$ kann die Rissfläche allein durch die Laufvariable x beschrieben werden.

Nachdem die Rissreibungsfläche wie oben angegeben formuliert wurde, kann die im Riss übertragene Querkraft durch Integration entlang des Risses und Zerlegung der Schub- und Normalspannungen im Riss in Vertikal- und Horizontalanteile ermittelt werden (Glg. 5.17).

$$V_{\text{Riss}} = \int_0^{x_A} \left[\tau_{r||, \text{Walr.}}(x) \cdot \sin(\beta_r(x)) - \sigma_{r\perp, \text{Walr.}}(x) \cdot \cos(\beta_r(x)) \right] \cdot \left[b_{\text{ges}} - 2 \cdot n_{\text{HK}} \cdot |z(x)| \right] dx \quad \text{Glg. 5.17}$$

- mit b_{ges} = Gesamtbreite der Platte
- n_{HK} = Anzahl der Hohlkörper über Plattenbreite

Zur Auswertung der über den Riss übertragenen Kräfte werden die Spannungen im Riss an insgesamt 500 Stützstellen ausgewertet.

Die maximal auftretende Schubspannung τ_{\max} wird auf $\tau_{\max}=0,5 \cdot f_{ctm}$ begrenzt. Das Erreichen der maximalen Schubspannung ist mit der Entstehung des zuvor beschriebenen Sekundärrisses und dem Einsetzen des instabilen Risswachstums gleichzusetzen, welches das Versagen einleitet.

Das Maximum der Tragfähigkeit aus Dübelwirkung und Rissuferverzahnung wird durch Variation der Auslenkung v_A zwischen 0,01 mm und 0,10 mm ermittelt. Die gegenseitige Beeinflussung dieser Größen wird hierdurch erfasst.

5.4 Auswertung und Parameterstudie

5.4.1 Vergleich mit Versuchen aus der Literatur

Nachfolgend wird das vorgestellte Modell ausgewertet und verifiziert. Hierfür werden die Querkraftanteile Druckzonentragfähigkeit, Dübelwirkung und Rissverzahnung berechnet und die Gesamttragfähigkeit ermittelt.

Zunächst werden Versuche an massiven Versuchskörpern aus der Literatur mit einem Verhältnis $a/d > 3,0$ von Leonhardt [LEO62], Bhal [BHA68], Grimm [GRI97] und Remmel [REM94] ausgewertet, um die Anwendbarkeit des eigenen Modells auf Bauteile ohne Querkraftbewehrung zu überprüfen. Hierbei wurden Versuche mit unterschiedlicher Geometrie und Betonfestigkeit ausgewählt (vgl. Anhang B).

Abbildung 5.10 zeigt die Auswertung dieser Untersuchung. In dem Diagramm ist der Verhältniswert zwischen den Versagenslasten der Versuche und den rechnerisch mit Hilfe des Modells ermittelten Versagenslasten $V_{u,Test}/V_{u,Modell}$ auf der Abszisse gegen die Betonfestigkeit, den Längsbewehrungsgrad und das a/d -Verhältnis der Versuchskörper auf der Ordinate aufgetragen. Zusätzlich ist der Verhältniswert der Versagenslasten der Versuche mit den mittleren rechnerischen Versagenslasten nach DIN 1045-1 (Berücksichtigung des Mittelwertes mit Vorfaktor 0,20, vgl. [HKZR99]) $V_{u,Test}/V_{u,DIN\ 1045}$ angegeben.

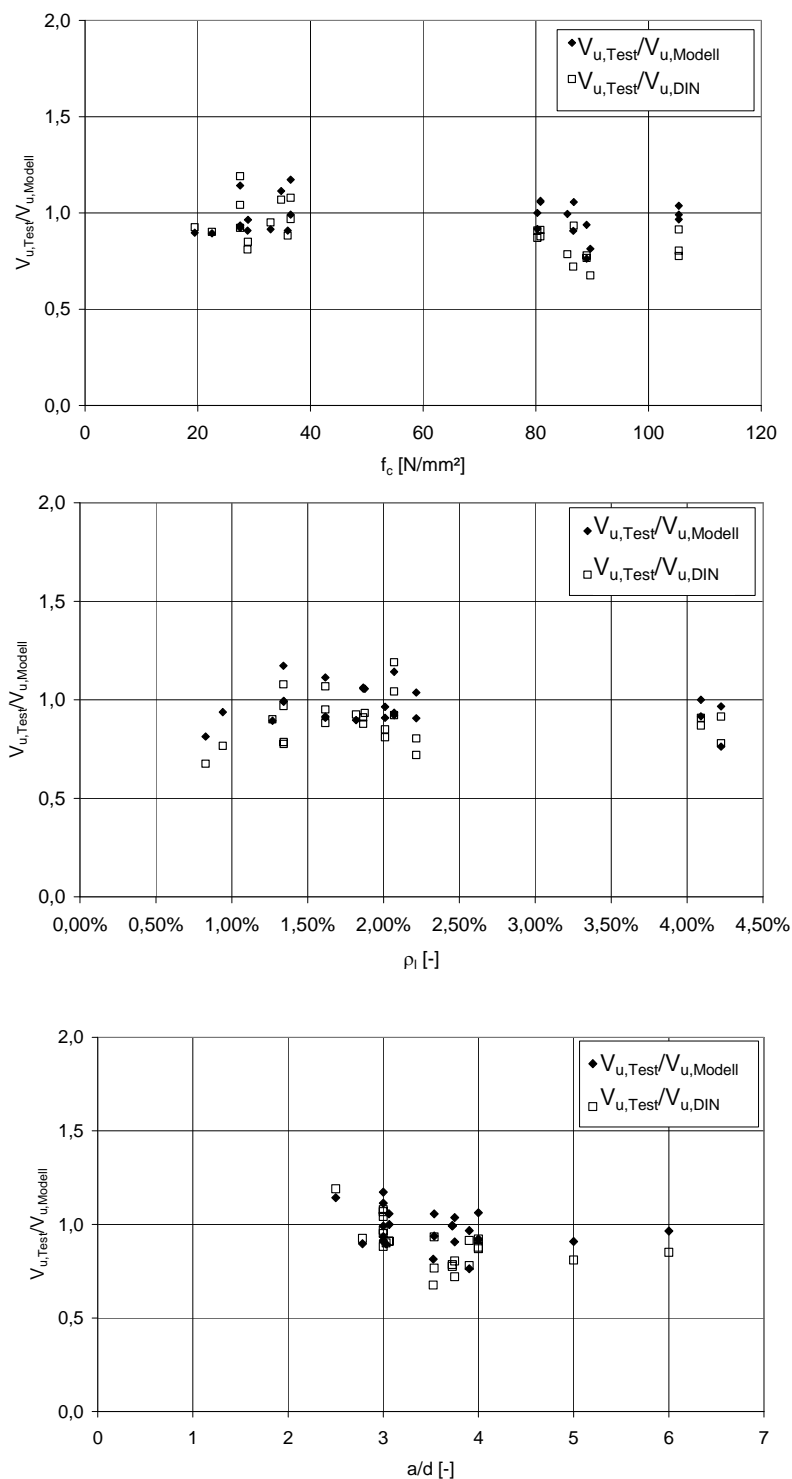


Abbildung 5.10: Literatursauswertung, Vergleich Modell vs. Versuche

Die Versuchsergebnisse lassen sich durch das Modell gut beschreiben (vgl. Anhang B). Für unterschiedliche Betonfestigkeiten, Längsbewehrungsgrade und a/d -Verhältnisse

werden zuverlässige Ergebnisse ermittelt. Durch das Modell wird eine größere Übereinstimmung der Ergebnisse ermittelt als nach DIN 1045-1 (vgl. Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1: Vergleich Modell vs. DIN

	Auswertung Modell $V_{u,Test}/V_{u,Modell}$	Auswertung DIN 1045-1 $V_{u,Test}/V_{u,DIN1045-1}$
Mittelwert	98%	90%
Median	96%	90%
Standardabweichung	13%	13%

Die Anwendbarkeit des vorgestellten Modells auf Massivbauteile ohne Querkraftbewehrung wird somit durch den Vergleich mit Versuchen aus der Literatur bestätigt. Die Anwendbarkeit auf eine Hohlkörperdecke ist durch die vorgestellte Vergleichsrechnung noch nicht nachgewiesen, sie wird in Abschnitt 5.4.2 überprüft.

5.4.2 Vergleich mit Hohlkörperversuchen und FE-Berechnungen

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des vorgestellten Modells auf zweiachsige Hohlkörperdecken werden die durchgeführten Versuche (Kapitel 3) sowie die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen (Kapitel 4) herangezogen. Der Einfluss der Hohlkörper auf das Tragverhalten wird entsprechend den Erläuterungen in Abschnitt 5.3 berücksichtigt. Abbildung 5.11 zeigt die Auswertung der anhand des Modells ermittelten Versagenslasten verglichen mit den Versagenslasten der Versuche.

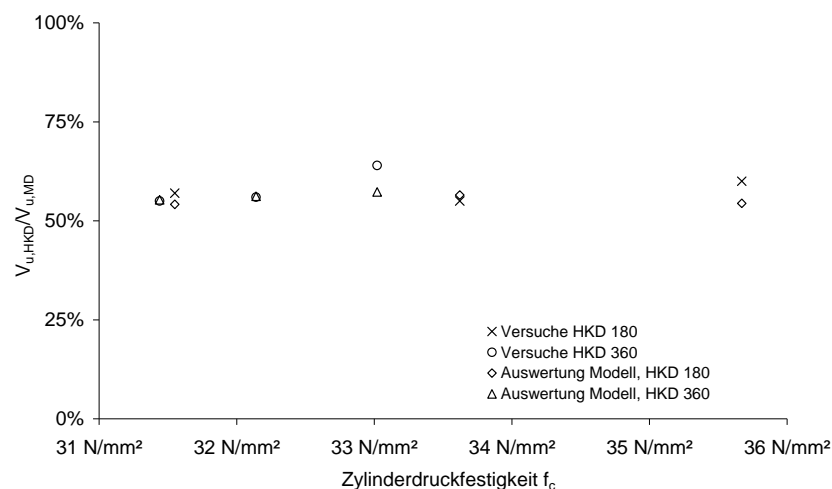


Abbildung 5.11: Versagens-Verhältniswerte, Variation der Betonfestigkeit

Die Verhältniswerte der Traglasten der Versuche werden durch das Modell der Hohlkörperversuche zutreffend wiedergegeben.

Zur weiteren Überprüfung werden die mit dem Modell ermittelten Tragfähigkeiten mit denen der FE-Berechnungen verglichen. Diese Auswertung ist in Abbildung 5.12 dargestellt.

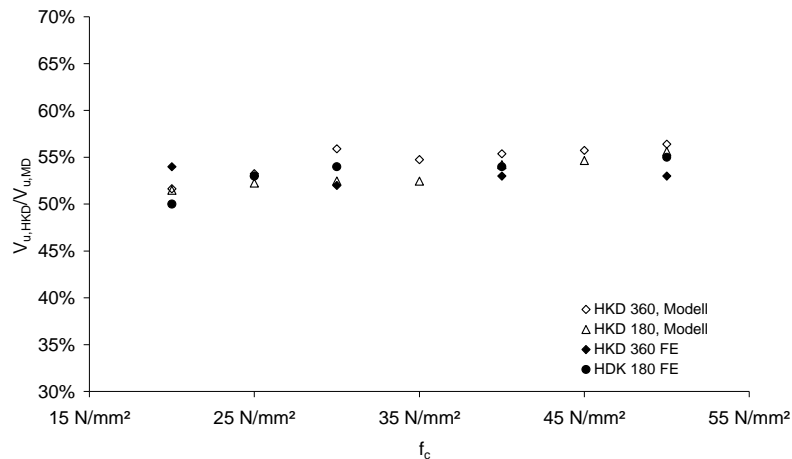


Abbildung 5.12: Versagens-Verhältniswerte, Variation der Betonfestigkeit

Die Ergebnisse des Modells stimmen sehr gut mit denen der Finite-Elemente-Berechnungen überein (s. Tabelle 5.2).

Tabelle 5.2: Zusammenfassung Vergleichsberechnungen

	Auswertung Modell $V_{u,HKD}/V_{u,MD}$	Auswertung FE $V_{u,HKD}/V_{u,MD}$	Vergleich FE vs. Modell %,FE ./ . %,Modell
HKD 360, C20/25	52%	54%	2%
HKD 360, C25/30	53%	53%	0%
HKD 360, C30/37	55%	52%	-3%
HKD 360, C35/45	55%	-	-
HKD 360, C40/50	55%	53%	2%
HKD 360, C45/55	56%	-	-
HKD 360, C50/60	56%	53%	-3%
HKD 180, C20/25	51%	50%	-1%
HKD 180, C25/30	52%	53%	1%
HKD 180, C30/37	52%	54%	2%
HKD 180, C35/45	52%	-	-
HKD 180, C40/50	54%	54%	0%
HKD 180, C45/55	55%	-	-
HKD 180, C50/60	56%	55%	-1%

Zur weiteren Überprüfung des Modells sollen die Ergebnisse unter Variation des c_o/x_D -Verhältnisses der FE-Berechnung mit den Ergebnissen des Modells verglichen werden. Diese Auswertung zeigt Abbildung 5.13.

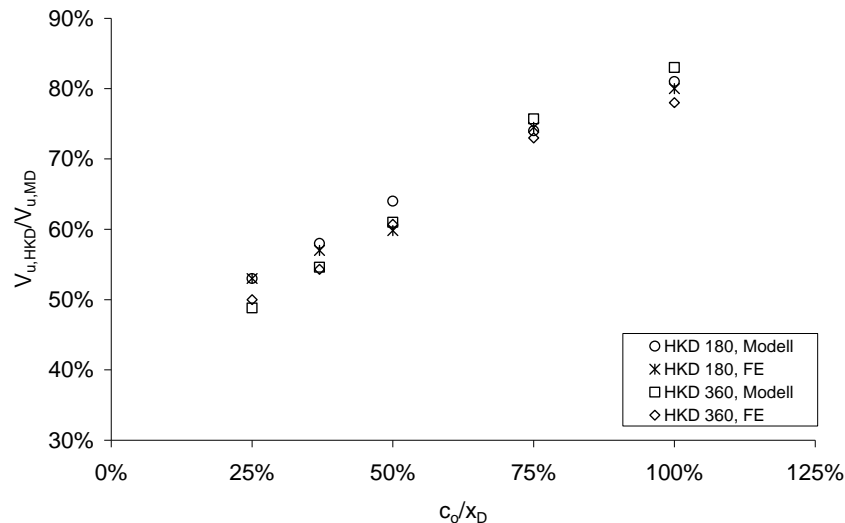


Abbildung 5.13: Versagens-Verhältniswerte, Variation c_o/x_D , Vergleich Modell / FE

Die in den Finite-Elemente-Berechnungen vorgefundenen Zusammenhänge zwischen der Steigerung des c_o/x_D -Verhältnisses und der Erhöhung der Versagenslasten werden durch das Modell ebenfalls bestätigt. Aus dem Modell ergibt sich ein annähernd linearer Anstieg bis zu einem c_o/x_D -Verhältniswert von etwa 75%. Darüber hinaus lässt sich die Tragfähigkeit nur noch wenig steigern.

Das vorgestellte Modell wurde durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen an Massiv-Versuchskörpern aus der Literatur sowie durch den Vergleich mit den Versuchsergebnissen der eigenen Versuche an Hohlkörperdecken und durch den Vergleich mit numerischen Ergebnissen der durchgeführten dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert.

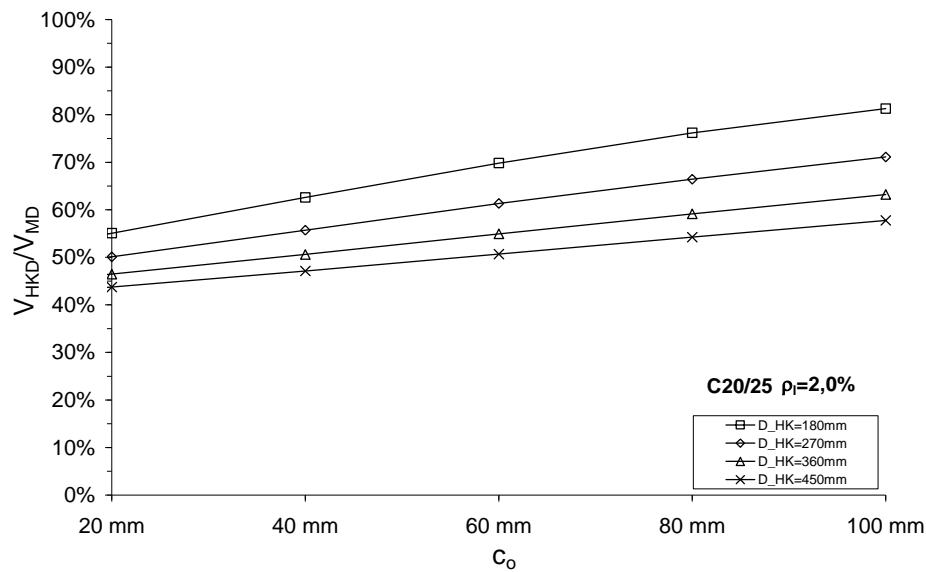
Darauf aufbauend wird eine Parameterstudie durchgeführt, anhand derer die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke bei Variation verschiedener Einflussgrößen ermittelt wird.

5.4.3 Parameterstudie

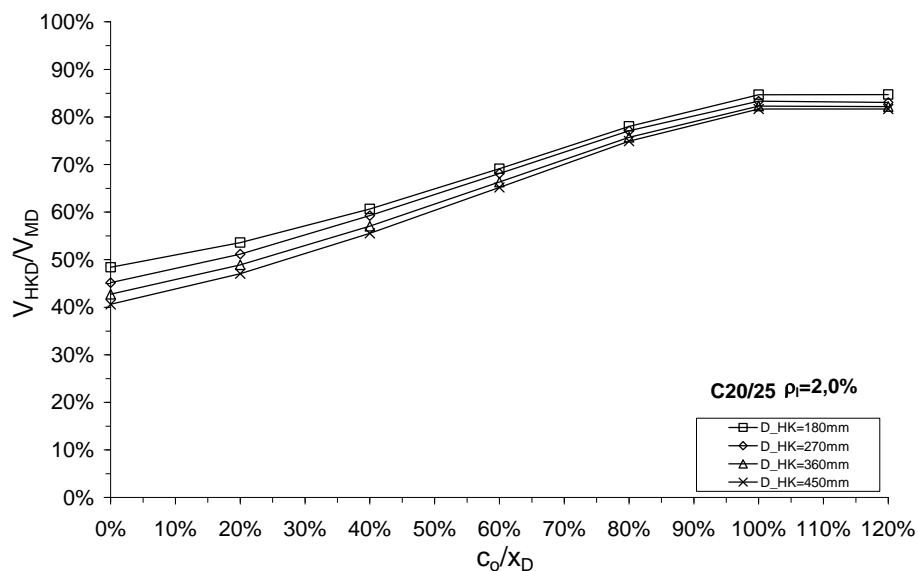
In den Abschnitten 5.4.1 und 5.4.2 wurde die Anwendbarkeit des vorgestellten Bemessungsansatzes überprüft. In der Parameterstudie soll der Einfluss verschiedener Parameter auf die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke untersucht werden. Die Ergebnisse werden exemplarisch vorgestellt, die Gesamtauswertung hierzu ist in Anhang B aufgeführt.

Wesentliche Einflussfaktoren auf das Querkrafttragverhalten sind die Betonfestigkeit, der Längsbewehrungsgrad, die Versuchskörpergeometrie (z.B. Kugelgröße) und die Größe der Betondruckzone. Die Betonfestigkeit wird in der Parameterstudie im Bereich des Normalbetons zwischen den Festigkeitsklassen C20/25 und C50/60 variiert. Der Längsbewehrungsgrad wird in einem praxisrelevanten Bereich zwischen 0,5 % und 2,0 % variiert. Die Kugelgrößen werden zwischen $D_{HK}=180$ mm und $D_{HK}=450$ mm variiert. Die gesamte Auswertung kann Anhang B entnommen werden.

Abbildung 5.14 zeigt die Auswertung der Versagenslasten einer zweiachsigen Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke. Das Diagramm gibt den Verhältnisswert der Versagenslasten für Betonüberdeckungen c_o oberhalb der Kugel zwischen 10 und 100 mm bei einem Längsbewehrungsgrad von 2,0 % und einer Betonfestigkeit C20/25 wieder. Die Kurven repräsentieren unterschiedliche Kugeldurchmesser und somit unterschiedliche Deckenstärken. Die Auswertung zeigt deutlich die Abhängigkeit der Versagenslast von der Betonüberdeckung über der Kugel. Der Anstieg der Versagenslast bei steigender Betonüberdeckung ist vor allem darauf zurückzuführen, dass der Traganteil der Betondruckzone mit steigender Betonüberdeckung zunimmt. Zusätzlich werden durch die größere Risslänge bei zunehmender Nutzhöhe größere Rissuferverzahnungskräfte aktiviert, da der Hebelarm zwischen Risspitze und Bauteilrand zunimmt. Der Maximalwert der Tragfähigkeit beträgt ~80%.

Abbildung 5.14: Variation der Betonüberdeckung c_o

In Abbildung 5.15 ist die Auswertung der Versagenslasten unter Variation des dimensionslosen Verhältniswerts c_o/x_D angegeben. Durch die Verwendung des dimensionslosen Bezugswertes c_o/x_D werden die Ergebnisse unabhängig vom Absolutwert der Betonüberdeckung dargestellt. Hierdurch ergeben sich nahezu parallele Kurvenverläufe für die unterschiedlichen Kugelgrößen bzw. Deckenstärken.

Abbildung 5.15: Variation Betonüberdeckung c_o / Druckzonenhöhe x_D

In dem Grenzfall, bei dem oberhalb der Kugel die Betonüberdeckung Null ist ($c_o=0$), fällt die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke auf i.M. 44 % ab. Dieser Fall ist jedoch nicht praxisrelevant. Üblicherweise beträgt die Betonüberdeckung, abhängig vom Längsbewehrungsgrad, zwischen 30 % und 80 % der Betondruckzonenhöhe. In den in Kapitel 3 vorgestellten Versuchen beider Serien betrug der Verhältniswert etwa 37%. Bei sehr geringen Bewehrungsgraden, bei denen Biegeversagen maßgebend ist, sind c_o/x_D -Verhältniswerte von über 100 % möglich. Die Betondruckzone liegt dann vollständig im ungeschwächten Bereich. Die Querkrafttragfähigkeit der Massivdecke wird jedoch nicht erreicht, da weiterhin eine Schwächung der Traganteile Rissuferverzahnung und Dübelwirkung bestehen bleibt.

In der Auswertung der Abbildung 5.15 ist zu erkennen, dass die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke bei größerem Kugeldurchmesser geringer ist. Dieser Effekt basiert darauf, dass die Traganteile Druckzonentragfähigkeit und Rissuferverzahnung mit größer werdender Deckenstärke an Bedeutung zunehmen und der von der Versuchskörpergröße unabhängige Anteil der Dübeltragwirkung an der Gesamtragfähigkeit mit größer werdender Deckenstärke abnimmt.

Während sich bei einer Massivdecke die Gesamtragfähigkeit aus 55-65% Druckzonentraganteil (V_c) und 35-45% Rissuferverzahnung (V_{cr}) und Dübelwirkung ($V_{dü}$) zusammensetzt, sind diese Traganteile bei der Hohlkörperdecke, abhängig von der Betonüberdeckung über der Kugel, sehr unterschiedlich. In Abbildung 5.16 sind exemplarisch die Traganteile für eine Hohlkörperdecke ausgewertet.

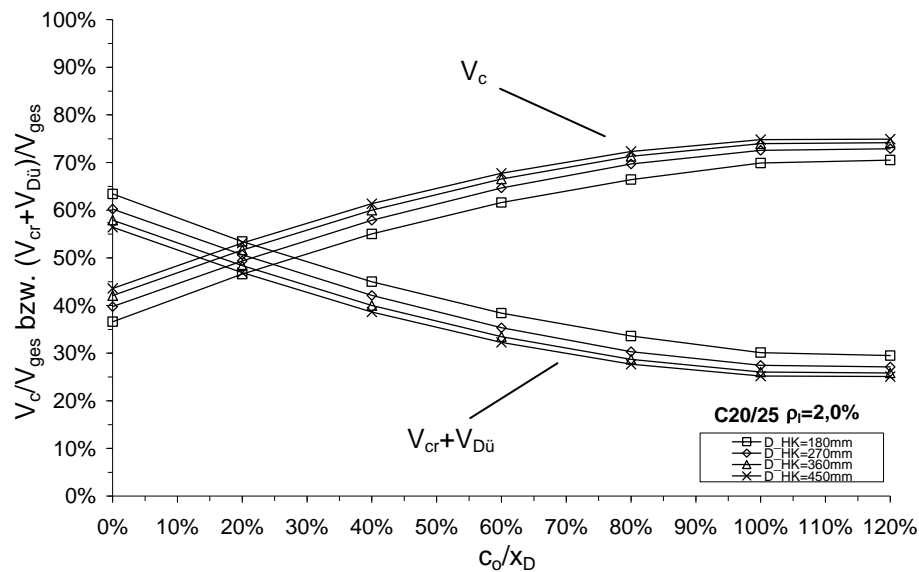


Abbildung 5.16: Auswertung der Einzeltraganteile

Bei sehr kleinen Betonüberdeckungen beträgt der Anteil der Rissreibungs- und Verdübelungskräfte etwa 60% der Gesamttragfähigkeit, da die Schwächung der Druckzone eine starke Reduzierung der Druckzonentragfähigkeit zur Folge hat und somit Rissuferverzahnung und Dübeltragwirkung ausschlaggebend sind. Bei Vergrößerung der Betonüberdeckung gewinnt die Druckzonentragwirkung zunehmend an Bedeutung. Beträgt die Betonüberdeckung 100% der Druckzonenhöhe, wächst der Anteil der Querkrafttragfähigkeit der Druckzone auf 80% der Gesamttragfähigkeit an. Der Anteil der Rissuferverzahnung und der Dübelwirkung beträgt nur noch etwa 20% und ist somit deutlich geringer als bei der Massivdecke. Dies ist plausibel, da die Tragwirkung der Druckzone nicht vermindert ist, der Rissuferverzahnungs- sowie der Dübelwirkungsanteil jedoch durch die Kugeln weiterhin geschwächt werden. Die vollständige Auswertung kann den Diagrammen in Anhang B entnommen werden.

5.4.4 Vereinfachter Ansatz

Die zuvor gezeigten Ergebnisse basieren auf der theoretischen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit einer zweiachsigen Hohlkörperdecke. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit anhand des vorgestellten Modells ist sehr komplex. Neben der Ermittlung der Schwächung der Druckzone durch die Hohlkörper

wurde die Rissfläche in 500 Stützstellen ausgewertet und die Wechselwirkung zwischen dem Rissuferverzahnungsanteil und der Dübelwirkung berücksichtigt. Darüber hinaus wurden die Betonfestigkeit, die Kugelgröße, der Bewehrungsgrad und die Betonüberdeckung in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe variiert. Wünschenswert ist jedoch die Formulierung eines transparenten Ingenieurmodells, mit welchem die Querkrafttragfähigkeit in der praktischen Anwendung ermittelt werden kann.

Als Basis zur Formulierung eines derartigen Ingenieurmodells soll die Schnittfläche durch die Hohlkörperdecke unter einem Winkel von 45° zwischen Oberseite der Decke und Bewehrungslage dienen. Der Schnitt wird durch die Kugelmitte geführt (kleinster Restquerschnitt). Er entspricht der Richtung der Hauptspannungstrajektorien in der Schwereachse der Decke im Zustand I. Abbildung 5.17 und Abbildung 5.18 zeigen diesen Schnitt durch die Hohlkörperdecke und die wirksame Betonquerschnittsfläche. Bei der Auswertung der Querkraftversuche (Kapitel 3) und der durchgeführten FE-Berechnungen (Kapitel 4) wurde bereits festgestellt, dass eine Korrelation zwischen der in diesem Schnitt vorhandenen Fläche und der Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke besteht.

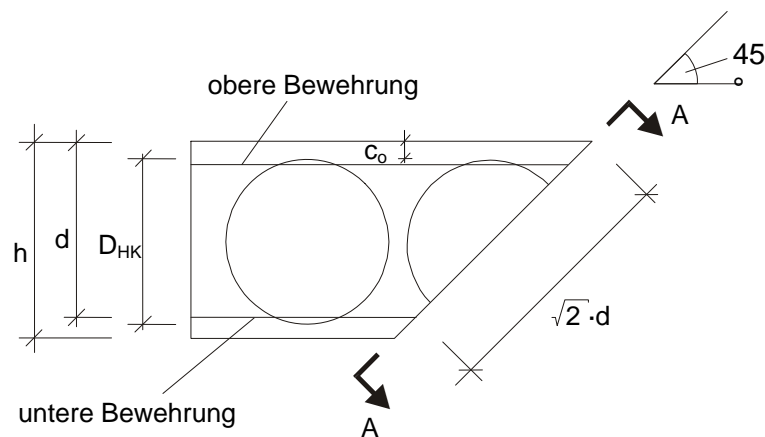


Abbildung 5.17: 45° -Schnitt durch Hohlkörperdecke

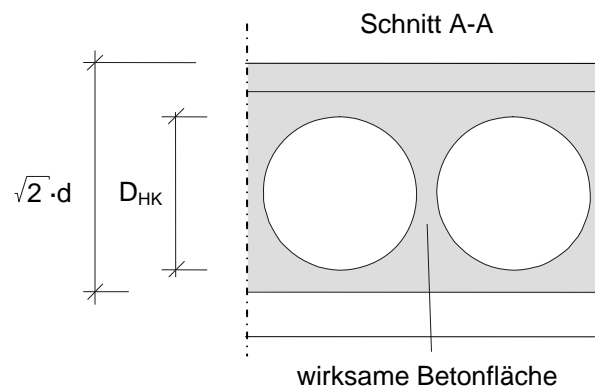
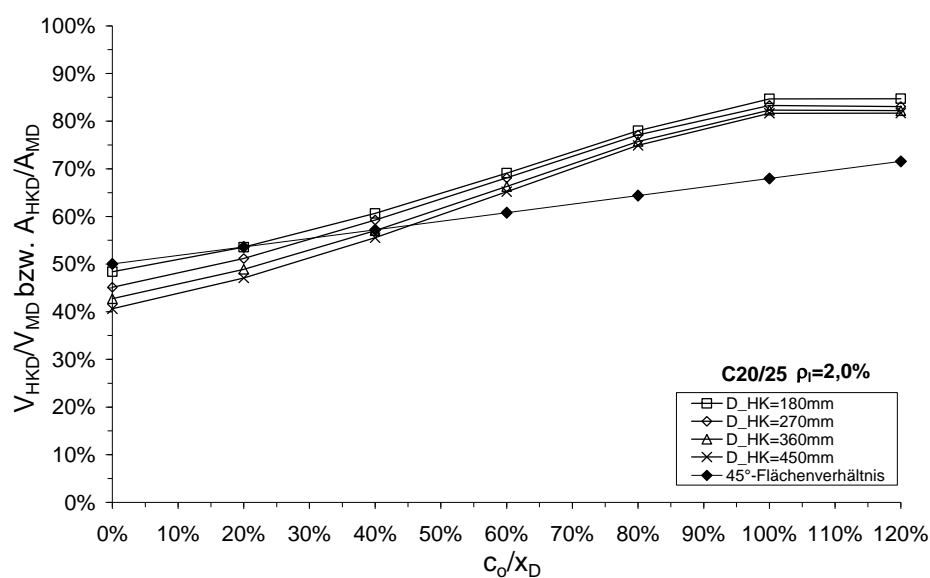


Abbildung 5.18: Restquerschnitt, Schnittfläche

Abbildung 5.19 zeigt die bereits in Abbildung 5.15 vorgestellte Auswertung des Modells. Zusätzlich ist der Verhältniswert der wirksamen Betonquerschnittsfläche, der bei den jeweiligen c_o/x_D -Verhältnissen vorliegt, eingetragen.

Abbildung 5.19: Versagenslasten vs. c_o/x_D , 45° -Flächenverhältnis

Die Restquerschnittsfläche steigt linear zur Vergrößerung des c_o/x_D -Verhältnisses an. Der Verhältniswert der Restquerschnittsfläche ist hier für alle Deckenstärken gleich. Die Korrelation zwischen der Versagenslast im Modell und dem Flächenverhältnis ist deutlich zu erkennen. In dem praxisrelevanten Bereich mit c_o/x_D zwischen 50 % und 100 % ist das Flächenverhältnis kleiner als die anhand des Modells ermittelten Versagenslasten. Bei kleinen Betonüberdeckungen wird die Tragfähigkeit durch das

Flächenverhältnis überschätzt. Um die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke auf Basis des Flächenverhältnisses ermitteln zu können, wird nachfolgend der Korrekturbeiwert k_{HKD} verwendet.

Die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke kann in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Massivdecke wie folgt beschrieben werden:

$$V_{Rd,ct,HKD} = k_{HKD} \cdot \frac{A_{HKD,45^\circ}}{A_{MD}} \cdot V_{Rd,ct,MD} \quad \text{Glg. 5.18}$$

mit:

$$V_{Rd,ct,MD} = 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_{l,MD} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_{w,MD} \cdot d$$

Der Korrekturfaktor k_{HKD} wird durch Gleichung 5.19 beschrieben:

$$k_{HKD} = \begin{cases} \frac{c_o}{x_D} \leq 0,90 & \Rightarrow k_{HKD} = 0,80 + \frac{c_o}{x_D} \cdot 0,40 \\ 0,90 < \frac{c_o}{x_D} \leq 1,20 & \Rightarrow k_{HKD} = 1,16 - \frac{c_o}{x_D} \cdot 0,03 \end{cases} \quad \text{Glg. 5.19}$$

Die Auswertung des vereinfachten Ansatzes zeigt nachfolgende Abbildung 5.20 anhand des ungünstigsten Falls (C20/25 und $\rho_l=2,0\%$).

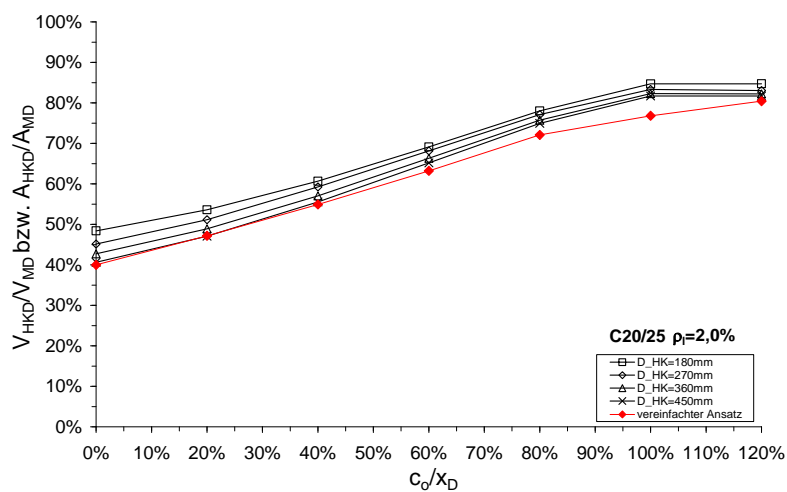


Abbildung 5.20: Versagenslasten vs. c_o/x_D , 45°-Flächenverhältnis

Für den in Kapitel 3 vorgestellten Versuchskörper HKD 360 ermittelt sich auf Basis dieses vereinfachten Ansatzes eine Tragfähigkeit von 53%, für den Versuchskörper HKD180 eine Tragfähigkeit von 56% der Tragfähigkeit einer Massivdecke. Diese Werte stimmen sehr gut mit den im Versuch erzielten Tragfähigkeiten von mindestens 55% überein.

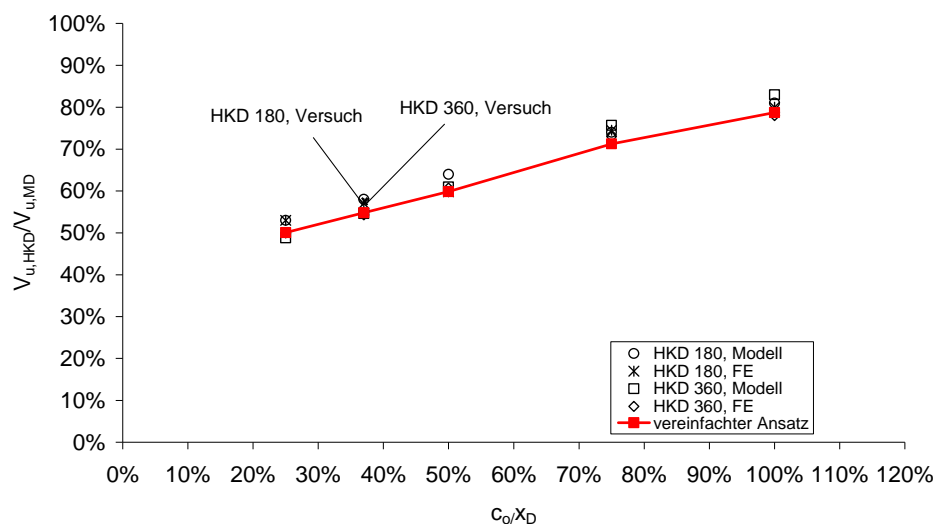


Abbildung 5.21: Vergleich Ingenieurmodell mit FE-Berechnung und Versuchen

Ziel des Ingenieurmodells ist es, durch einen transparenten Ansatz die Versagensquerkraft der zweiachsigen Hohlkörperdecke auf der sicheren Seite liegend zu beschreiben. Hierbei wird darauf verzichtet, sämtliche Einflussparameter einzeln zu berücksichtigen. Bei Bedarf kann dies jedoch durch Verwendung des Ansatzes nach Abschnitt 5.3 bzw. durch Auswertung der Diagramme in Anhang B erfolgen.

Weitere Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit

Einflüsse aus auflagnahen Einzellasten können, wie in Kapitel 4 nachgewiesen, durch den in DIN 1045-1 angegebenen β -Wert berücksichtigt werden.

Eine Veränderung des Kugellängsabstandes wird durch das vorgestellte Modell nicht erfasst. Es ist jedoch möglich, die Traglaststeigerung infolge einer Vergrößerung des Kugellängsabstandes entsprechend den Untersuchungen in Kapitel 4 (vgl. Abbildung 4.49 und 4.50) einen zusätzlichen Erhöhungsfaktor abzuleiten.

Eine Traglasterhöhung infolge Vergrößerung des Kugelquerabstandes wird durch die Verwendung der Restfläche des 45°-Schnitts unmittelbar berücksichtigt (s. Kapitel 4).

Kapitel 6

Zweiachsige Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung

6.1 Vorüberlegungen

Das Querkrafttragverhalten einer zweiachsigen Hohlkörperdecke mit Querkraftbewehrung kann durch den im vorangehenden Kapitel vorgestellten Ansatz für zweiachsige Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung nicht beschrieben werden. Ergänzend hierzu befassen sich daher die folgenden Untersuchungen mit der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit einer zweiachsigen Hohlkörperdecke mit Querkraftbewehrung. Neben der Frage, ob eine Querkraftbewehrung sinnvoll eingesetzt werden kann, ist die Ermittlung der Druckstreben­tragfähigkeit (Grenztragfähigkeit) von großem Interesse, da die Querschnittsfläche zur Übertragung der Druckstrebenkräfte durch die Kugeln geschwächt ist.

Die Druckstreben­tragfähigkeit und das Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung wurde anhand von Versuchen untersucht und anschließend mittels Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert. Darüber hinaus wurde ein Bemessungskonzept erarbeitet.

6.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm wurde im Vorfeld mit Hilfe von dreidimensionalen nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen entwickelt. Bei den Versuchskörpern sollte ein Biegeversagen und ein Fließen der Querkraftbewehrung sicher ausgeschlossen werden, um ein Druckstrebenversagen herbeizuführen. Zudem wurden die

Versuchskörper mit dem kleinstmöglichen Kugelabstand hergestellt, um die kleinstmögliche Druckstreben Tragfähigkeit zu erzielen. Aufgrund deutlich unterschiedlicher Versagenslasten in den FE-Berechnungen bei Betrachtung eines „inneren“ Deckenstreifens und eines „äußeren“ Deckenstreifens wurden beide Varianten bei der Auslegung der Versuche berücksichtigt. Die Begrifflichkeiten „innerer“ und „äußerer“ Deckenstreifen werden erneut anhand von Abbildung 6.1 erläutert.

Bei den inneren Deckenstreifen können sich die schrägen, um die Kugeln herum verlaufenden Druckstreben gegenseitig abstützen, so dass keine Zugkräfte quer zur Tragrichtung entstehen (vgl. Abbildung 6.1). Bei den äußeren Deckenstreifen können sich die Druckstreben nicht gegenseitig abstützen. Hierdurch werden Abtriebskräfte quer zur Tragrichtung hervorgerufen.

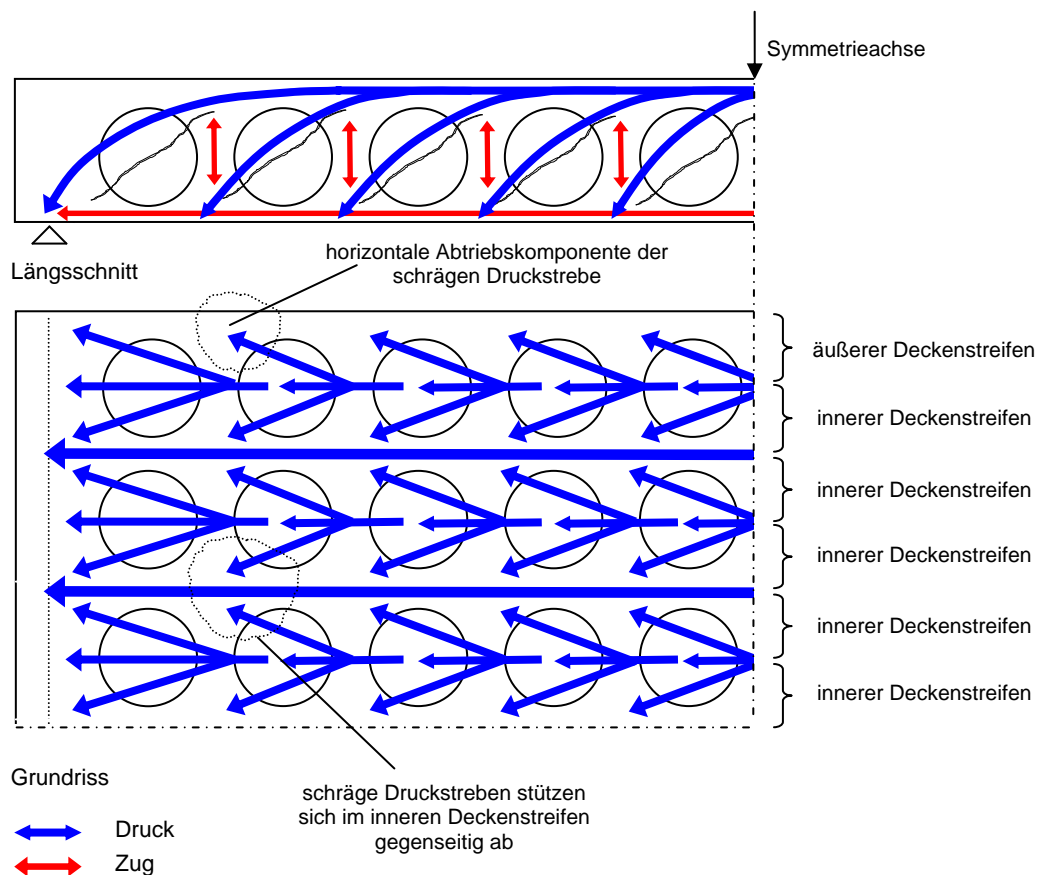


Abbildung 6.1: Definition innerer und äußerer Deckenstreifen

Die Versuche wurden unter Verwendung von Kugeln mit $D_{HK}=180\text{ mm}$ und dem kleinsten für die Praxis relevanten Kugelabstand von $a_{HK}=1/9 \cdot D_{HK}=20\text{ mm}$ durchgeführt.

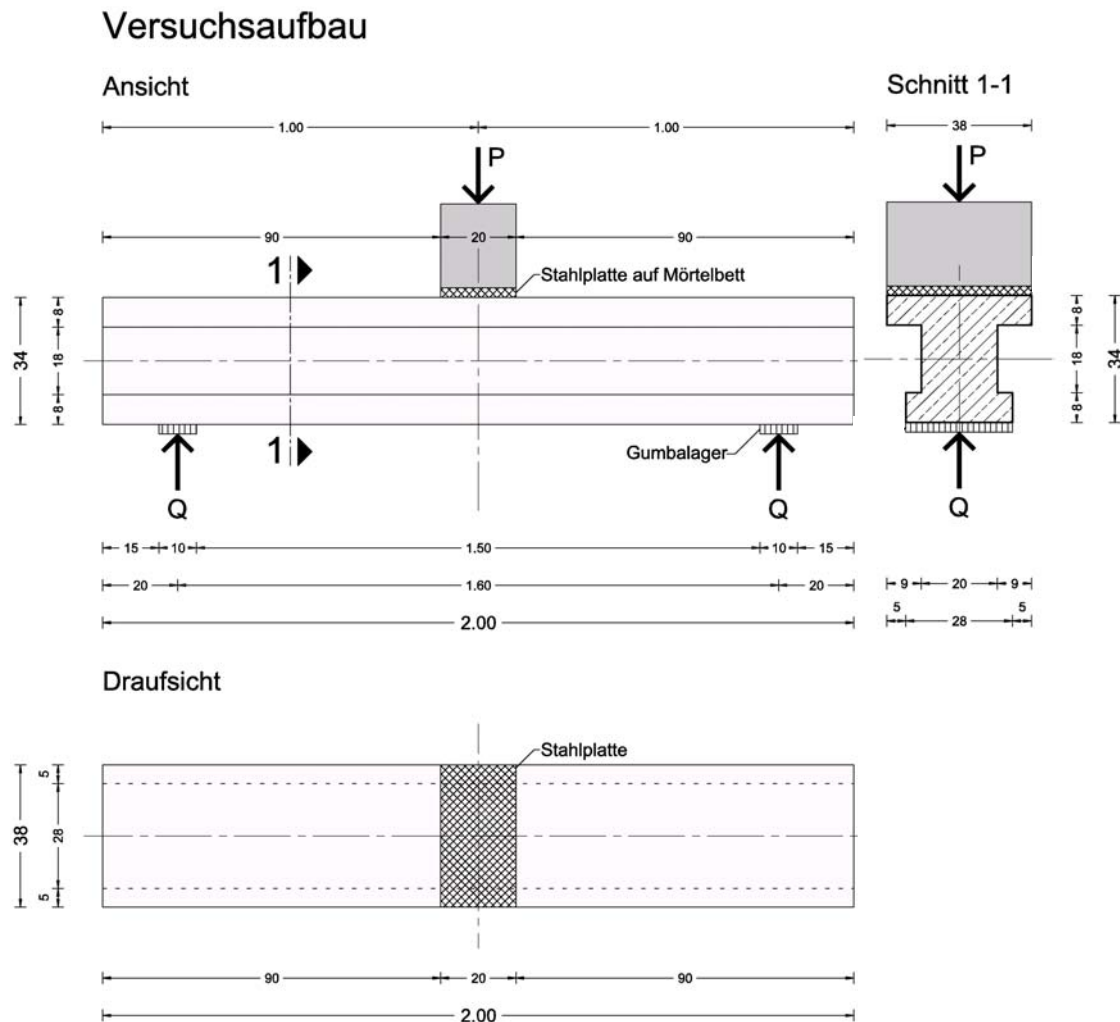


Abbildung 6.2: Versuchsanordnung

Es wurden zwei identische Serien mit jeweils vier Versuchskörpern hergestellt. Der erste Versuchskörper (D1) wurde als Referenzkörper ohne Hohlkörper gefertigt. Der zweite und dritte Versuchskörper (D2 und D3) wurde mit Hohlkörpern als innerer Deckenstreifen gefertigt, indem gegenüberliegend jeweils Halbkugeln eingebaut wurden. Träger D2 und D3 unterschieden sich dadurch, dass die Lage der Kugeln in Längsrichtung um den halben Kugelachsabstand verschoben war, um den Einfluss der Kugelanordnung in Relation zur Lasteinleitung/Auflagerung zu überprüfen.

Versuchskörper D4 wurde als äußerer Deckenstreifen gefertigt, indem Vollkugeln verwendet wurden. Ausführliche Abbildungen der Versuchskörpergeometrie finden sich in Anhang C.

Um bei allen Versuchen ein Biegeversagen auszuschließen sowie zur Begrenzung der Druckgurthöhe, wurde eine Druckbewehrung vorgesehen. Um die Einbaubarkeit der Bewehrung sowie die Betonierbarkeit zu gewährleisten, wurde für die Zugzone eine schlaaffe Bewehrung aus gerippten Stabstählen mit der Stahlfestigkeit St 950/1050 verwendet. Zur Überprüfung des Verbundverhaltens der unteren Bewehrung im Endverankerungsbereich wurde die untere Längsbewehrung aus dem Träger herausgeführt. Während der Versuchsdurchführung trat jedoch bei keinem der Träger ein Verankerungsschlupf auf. Bei der Untersuchung der inneren Deckenstreifen (Versuche D2 und D3) musste aus geometrischen Gründen eine einschnittige Querkraftbewehrung vorgesehen werden. Hierfür wurden Doppelkopfbolzendübel (Fa. Halfen) verwendet.

Die FE-Voruntersuchungen der Versuchskörper D2 und D3 ergaben bei den gewählten Geometrien eine Druckstreben Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke von 40%-45% der Druckstreben Tragfähigkeit einer Massivdecke (innerer Streifen). Da bei allen Versuchen die gleiche Schubbewehrungsmenge verwendet werden sollte und bei den Trägern D2 und D3 bereits der geringstmögliche Bewehrungsabstand der vertikalen Bewehrungsschenkel gewählt wurde, musste der massive Träger bei identischer Bewehrung mit halber Stegbreite hergestellt werden.

Um gezielt ein Versagen in nur einem der beiden Schubfelder zu erzielen, wurden die Hohlkörper bzw. bei dem Massivkörper die halbe Stegbreite nur in einem der beiden Schubfelder eingebaut (Abbildung 6.3).

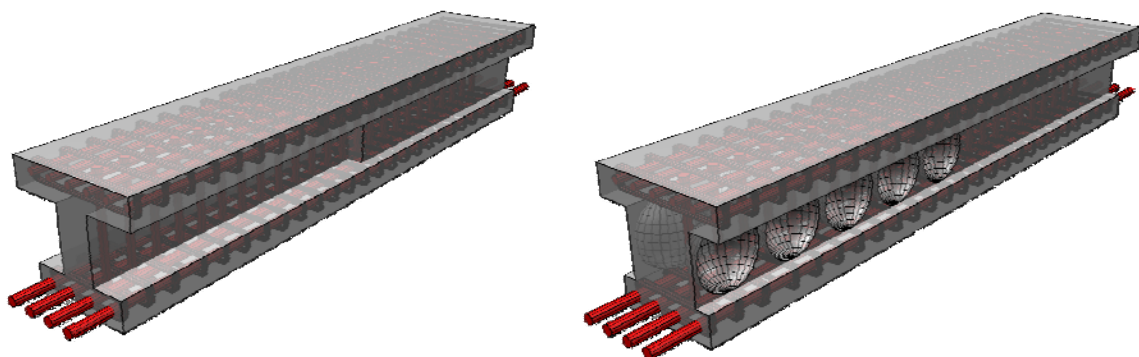


Abbildung 6.3: Versuchskörper D1 (l.), Versuchskörper D2 (r.)

6.3 Baustoffprüfungen

Beide Versuchsserien wurden je an einem Betoniertag mit je einer Charge Lieferbeton hergestellt. Hierdurch wurde gewährleistet, dass innerhalb einer Serie jeweils ein identischer Beton verwendet wurde. Zudem wurden sämtliche Versuche einer Serie unmittelbar nacheinander durchgeführt, wodurch bei allen Versuchen einer Serie bis zum Versuchstag die gleiche Festigkeitsentwicklung stattgefunden hat.

Zur Bestimmung der Baustoffeigenschaften wurden die Zylinderdruckfestigkeit, die Würfeldruckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit am Versuchstag ermittelt. In Tabelle 6.1 sind die mittleren Festigkeiten der Versuche am Versuchstag zusammengefasst.

Tabelle 6.1: Betoneigenschaften am Versuchstag

	$f_{cm,28d} =$ $f_{cm,Versuchstag}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cube,28d} =$ $f_{cm,cube,Versuchstag}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp,28d} =$ $f_{cm,cube,Versuchstag}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,fl,28d} =$ $f_{ctm,fl,Versuchstag}$ [N/mm ²]	$E_{cm,28d} =$ $E_{cm,Versuchstag}$ [N/mm ²]
Serie I	32,6	34,9	1,85	4,3	27771
Serie II	26,8	29,9	1,71	3,8	28571

Die Festigkeitsentwicklung der Serie II verlief etwas langsamer als bei Serie I, wodurch am Versuchstag die Druckfestigkeit von Serie II im Vergleich zu Serie I trotz gleichem Aushärtezeitraum nur 82% (f_{cm}) bzw. 86% ($f_{cm,cube}$) der Druckfestigkeit der Serie I betrug.

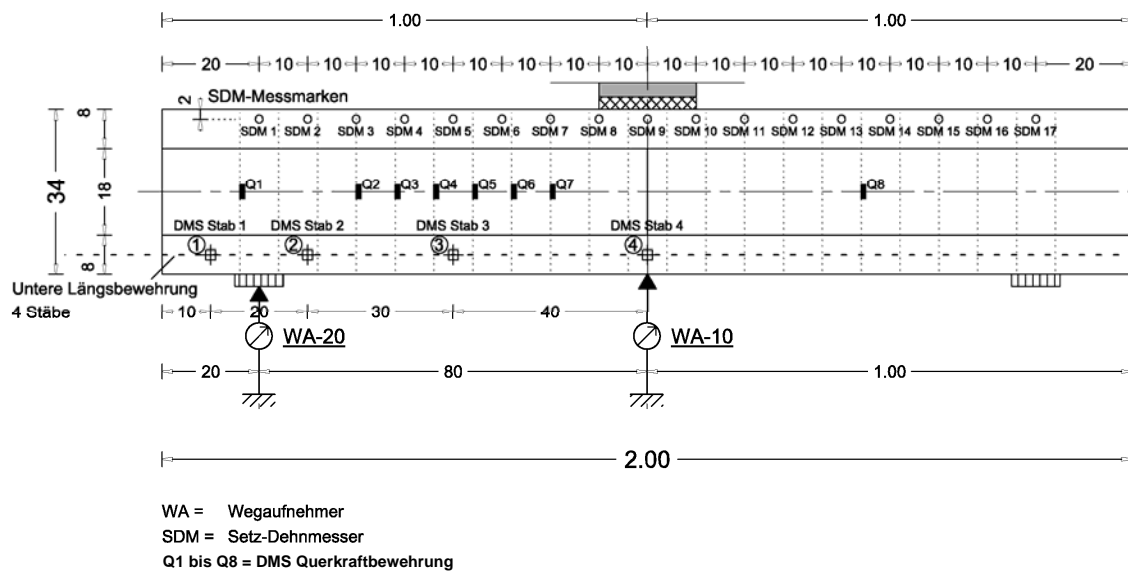
6.4 Messtechnik

Bei den Versuchen kamen verschiedene Messelemente zum Einsatz. Es wurden Messungen der Dehnungen in der Querkraftbewehrung sowie in der Längsbewehrung mittels DMS vorgenommen. Darüber hinaus wurden die Betondehnungen in der Biegedruckzone mittels Setz-Dehnungsmessungen aufgenommen.

Die Durchbiegung in Feldmitte wurde durch einen Wegaufnehmer (WA-10) gemessen. Aufgrund der Verwendung eines Elastomerlagers als Auflager wurde die vertikale Verformung an der Auflagerung durch einen weiteren Wegaufnehmer (WA-20) erfasst.

Die tatsächlich vorhandene Durchbiegung des Trägers ergab sich aus der Differenzverformung beider Wegaufnehmer.

Ansicht



Draufsicht

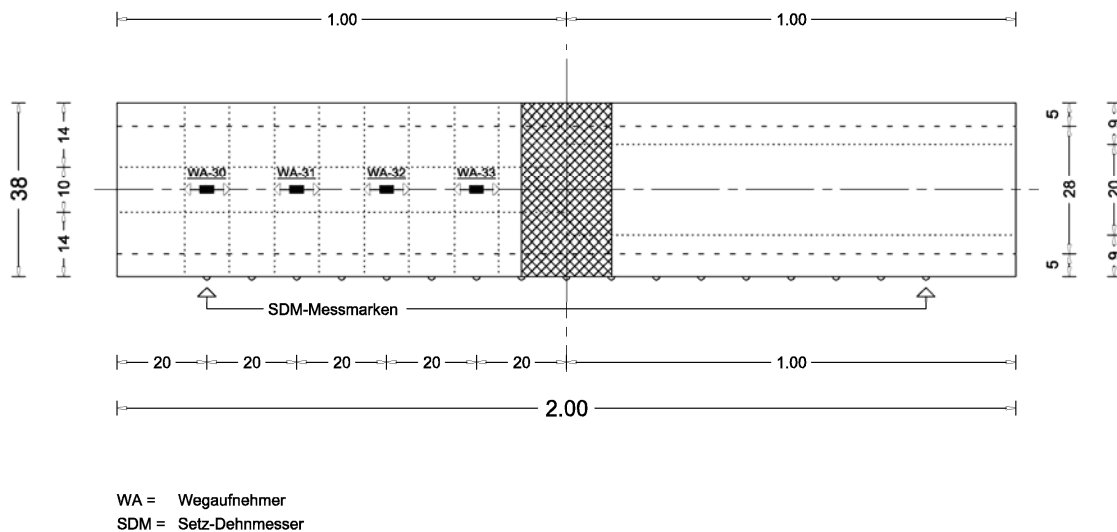


Abbildung 6.4: Messtechnik, Versuche D1 bis D4

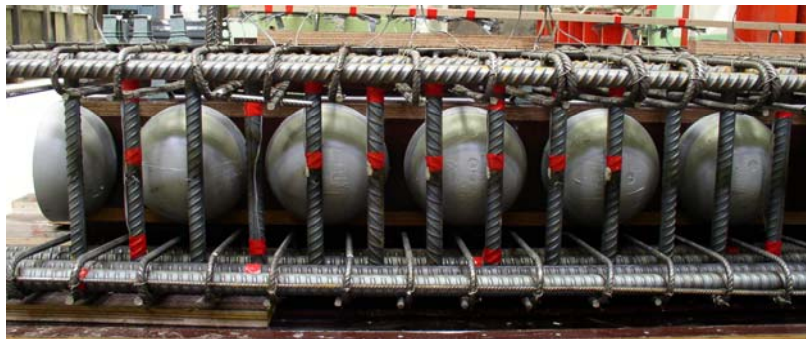


Abbildung 6.5: Bewehrungskorb mit DMS, Versuch D3

Bei der Versuchsserie II wurden mit Unterstützung des Geodätischen Instituts der RWTH Aachen neben der zuvor beschriebenen Messtechnik zusätzlich photogrammetrische Messungen durchgeführt. Abbildung 6.6 zeigt beispielhaft die Messpunktanordnung bei Versuchskörper D2.2.

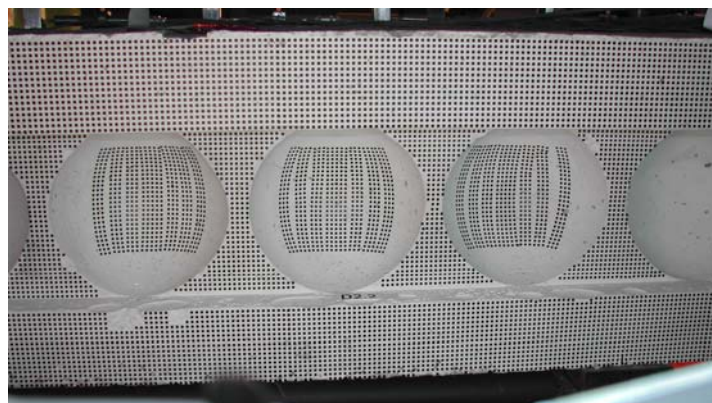


Abbildung 6.6: Messfeld für photogrammetrische Messungen, Versuchskörper D2.2

Durch photogrammetrische Messungen lassen sich Lage und Form von Objekten aus Fotografien rekonstruieren.

Fotoaufnahmen aus unterschiedlichen Perspektiven erlauben ähnlich dem stereoskopischen menschlichen Sehvermögen die dreidimensionale Erfassung dieser Objekte. Das Objekt muss dabei möglichst auf wesentliche Informationen reduziert sichtbar sein.

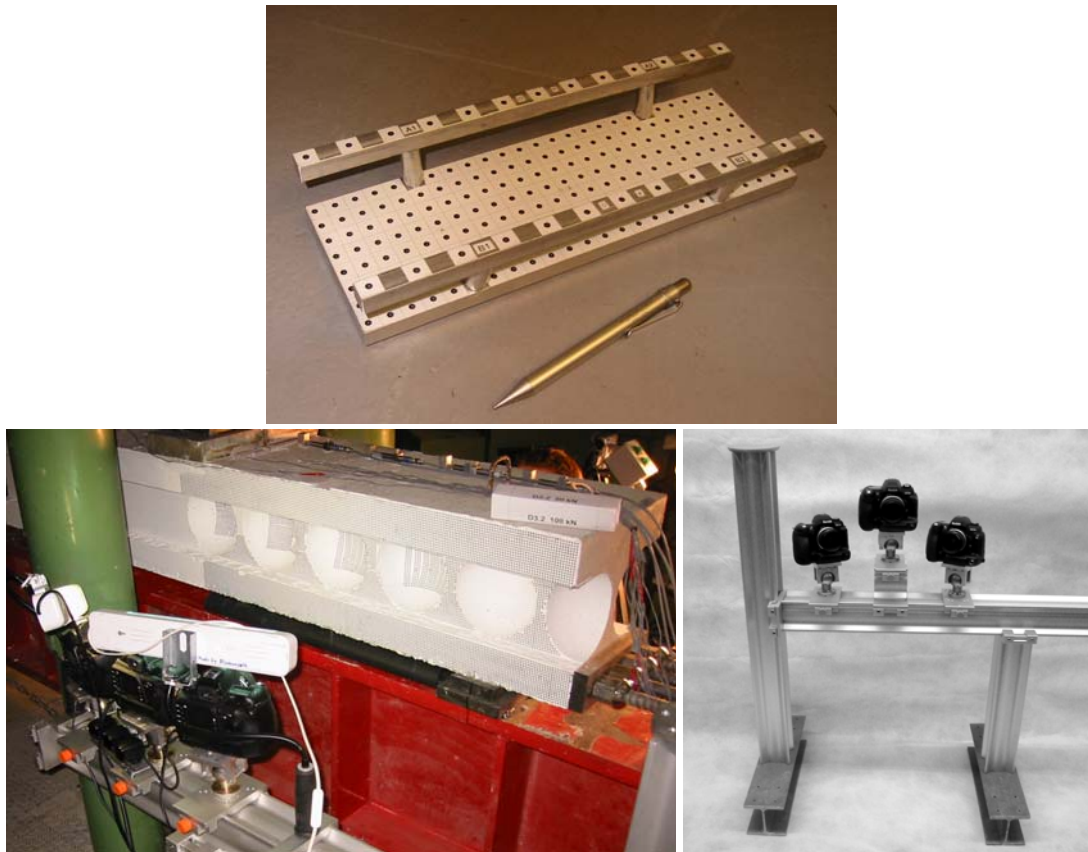


Abbildung 6.7: Versuchsaufbau

Durch Aufbringung eines regelmäßigen Punktrasters ist es möglich, die Verformungen und die Rissbildung während der Versuchsdurchführung dreidimensional zu erfassen. Bei dem Versuch wurden zeitgleich Fotos mit drei Kameras aus unterschiedlichen Perspektiven aufgenommen (siehe Abbildung 6.7). Durch die fixe Position der Kameras und die synchronisierte Kameraauslösung wird eine sehr hohe Genauigkeit der Messergebnisse ermöglicht. Um ein optimales Auswertungsergebnis zu erzielen, müssen die Punkte für die Kamera gut sichtbar und kontrastreich gegen den hellen Untergrund abgegrenzt sein. Aufgrund der Kugelgeometrie der Hohlkörper waren die Messpunkte nicht in allen Bereichen auswertbar, da diese nicht von allen drei Kameras gleichzeitig erfasst werden konnten. Daher wurden die Punkte nur in den Bereichen geklebt, die mit den gewählten Kameraperspektiven von allen drei Kameras vollständig erfasst und für die spätere Auswertung sinnvoll verwendet werden konnten (Abbildung 6.8).

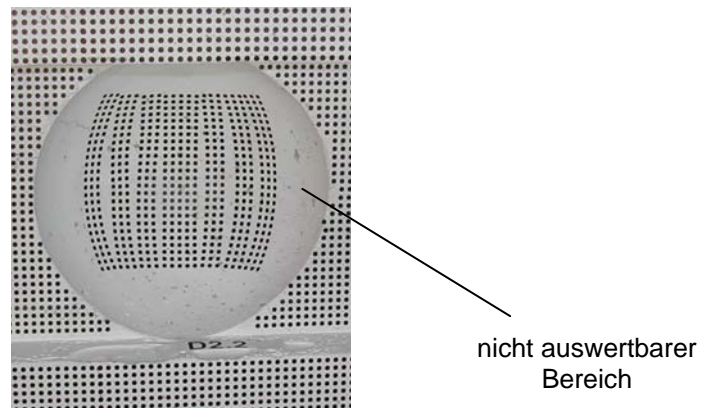


Abbildung 6.8: Messpunkte im Bereich der Hohlkörper

Bei den Trägern D1 und D4 konnte aufgrund der ebenen Oberfläche ein durchgängiges Punktraster geklebt werden.

6.5 Versuchsdurchführung und Auswertung

6.5.1 Allgemeine Auswertung

Die Kraft wurde lastgesteuert in Schrittweiten von 50 kN (Versuche D1.1 bis D3.1 bzw. D1.2 bis D3.3) und 40 kN (Versuche D4.1 bzw. D4.2) aufgebracht. Setz-Dehnungsmessungen wurden in Serie I bei jeder, in Serie II bei jeder zweiten Laststufe durchgeführt.

Erste Biegerisse bildeten sich in allen Versuchen der Serie I bei einer Pressenlast von etwa 120 kN, bei Serie II aufgrund der geringeren Biegezugfestigkeit am Versuchstag bei etwa 100 kN. Bei annähernd gleicher Belastung entstanden bei den Versuchen mit Hohlkörpern erste Schubrisse geringer Länge ausgehend von der Kugelmitte. Die Rissbreiten der Biege- und Schubrisse betrugen weniger als 0,05 mm.

Bei Laststeigerung wuchsen die Biegerisse in den Stegbereich hinein und erste Schubrisse erstreckten sich über die gesamte Steghöhe (vgl. Abbildung 6.9 und Abbildung 6.10).

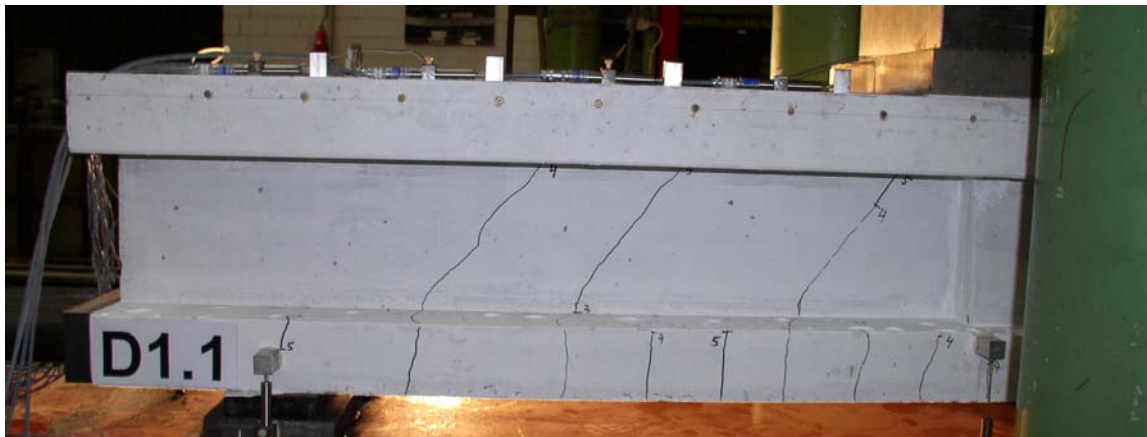


Abbildung 6.9: Rissbild, Versuchskörper D1.1, $P \sim 200 \text{ kN}$

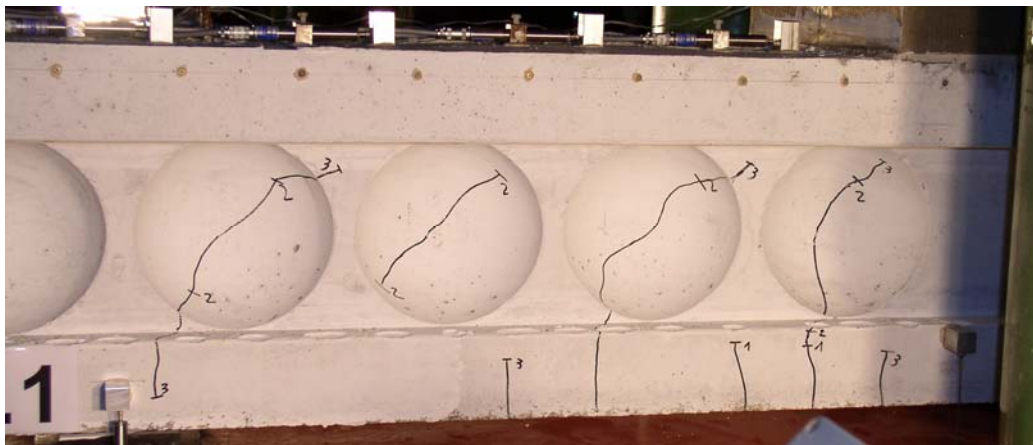


Abbildung 6.10: Rissbild, Versuchskörper D2.1, $P \sim 200 \text{ kN}$

Bei weiterer kontinuierlicher Steigerung der Belastung entstanden weitere Schubrisse zwischen den vorhandenen Schubrisen (vgl. Abbildung 6.11).

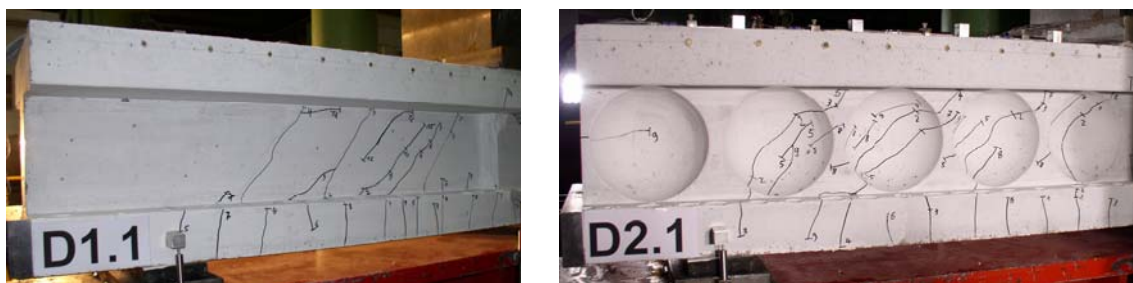
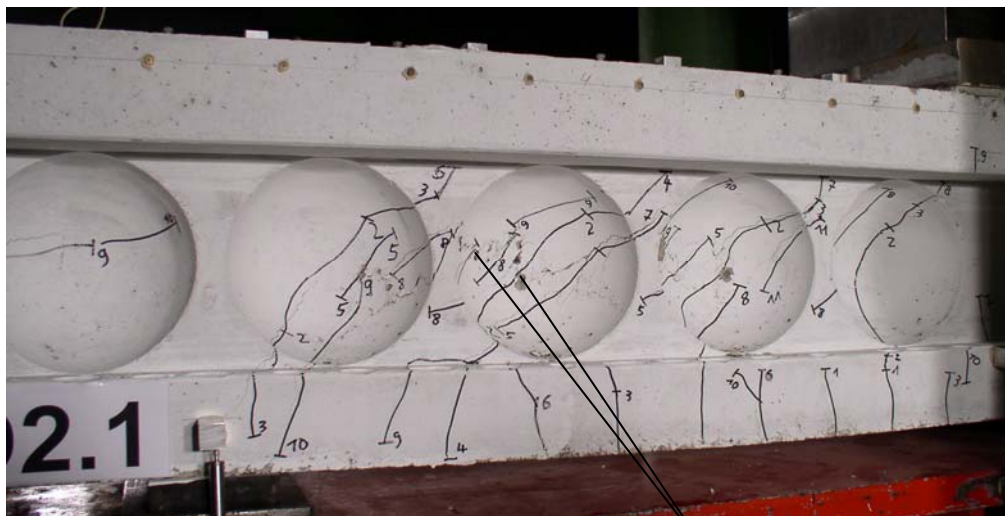


Abbildung 6.11: D1.1 (l.), $P \sim 600 \text{ kN}$, D2.1 (r.), $P \sim 400 \text{ kN}$

Die Rissbreiten wuchsen bei der in Abbildung 6.11 dargestellten Belastungssituation im Versuch D1.1 bis auf etwa 0,30 mm an, im Versuch D2.1 aufgrund der geringfügig stärkeren Verästelung der Risse auf etwa 0,15 mm.

Das Versagen kündigte sich bei allen Versuchskörpern durch leise „Knirschgeräusche“ an. Zeitgleich lösten sich einzelne „Betonchuppen“ (vgl. Abbildung 6.12). Zwischen den bereits vorhandenen Schubrisse bildeten sich weitere Schubrisse. Die Schubrissbreite nahm nur geringfügig weiter zu.



Herabfallen einzelner „Betonchuppen“

Abbildung 6.12: Betonabschuppungen, Träger D2.1

Im Versagensstadium brachen weitere Betonteile heraus (vgl. Abbildung 6.13). Die Last fiel deutlich ab und konnte nicht weiter gesteigert werden.



Abbildung 6.13: Versagenszustand D1.1 und D2.1

Bei dem Versuchskörper D3 wurde trotz der gegenüber dem Versuchskörper D2 verschobenen Kugellage ein identisches Rissbildungs- und Versagensverhalten auf gleichem Lastniveau festgestellt.

Der Versuchskörper D4 wies ein ähnliches Rissbildungsverhalten auf wie die Versuchskörper D2 und D3. Zunächst bildeten sich erste Biegerisse und erste Schubrisse über die gesamte Höhe des Stegbereichs aus.

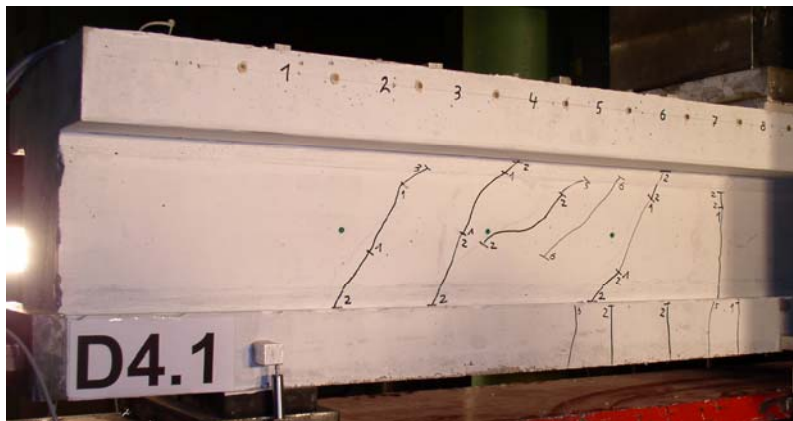
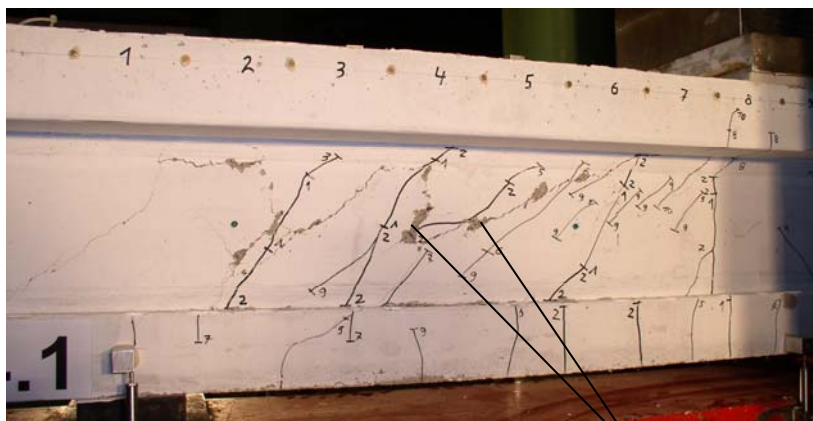


Abbildung 6.14: Versuchskörper D4.1, $P \sim 240 \text{ kN}$

Bei weiterer Laststeigerung entstanden zwischen den bereits vorhandenen Schubrisse weitere Schubrisse. Das Versagen kündigte sich gleichermaßen wie bei den Versuchen D1 bis D3 durch ein leises „Knistern“ und ein Herunterfallen von „Betonschuppen“ an.



herausgelöste „Betonschuppen“

Abbildung 6.15: Versagenszustand D4.1, $P \sim 360 \text{ kN}$

Abbildung 6.15 zeigt den Träger D4.1 im Versagenszustand. Die Versagensbereiche mit abgelösten und herausgefallenen Betonschuppen sind deutlich zu erkennen. Das Versagensniveau lag für den Träger D4 bei Serie I und Serie II etwa bei 65 % der Versagenslast der Versuche D2 und D3.

6.5.2 Photogrammetrische Messungen

Nachfolgend werden Auswertungen der Photogrammetrie-Messungen sowohl für den Referenzversuch D1.2 als auch für einen inneren Deckenstreifen (außenliegende Hohlkörper, Versuch D2.2) und für einen äußeren Deckenstreifen (innenliegende Hohlkörper, Versuch D4.2) vorgestellt. In den Abbildungen 6.16 bis 6.18 sind verschiedene Rissstadien für diese Versuche wiedergegeben.

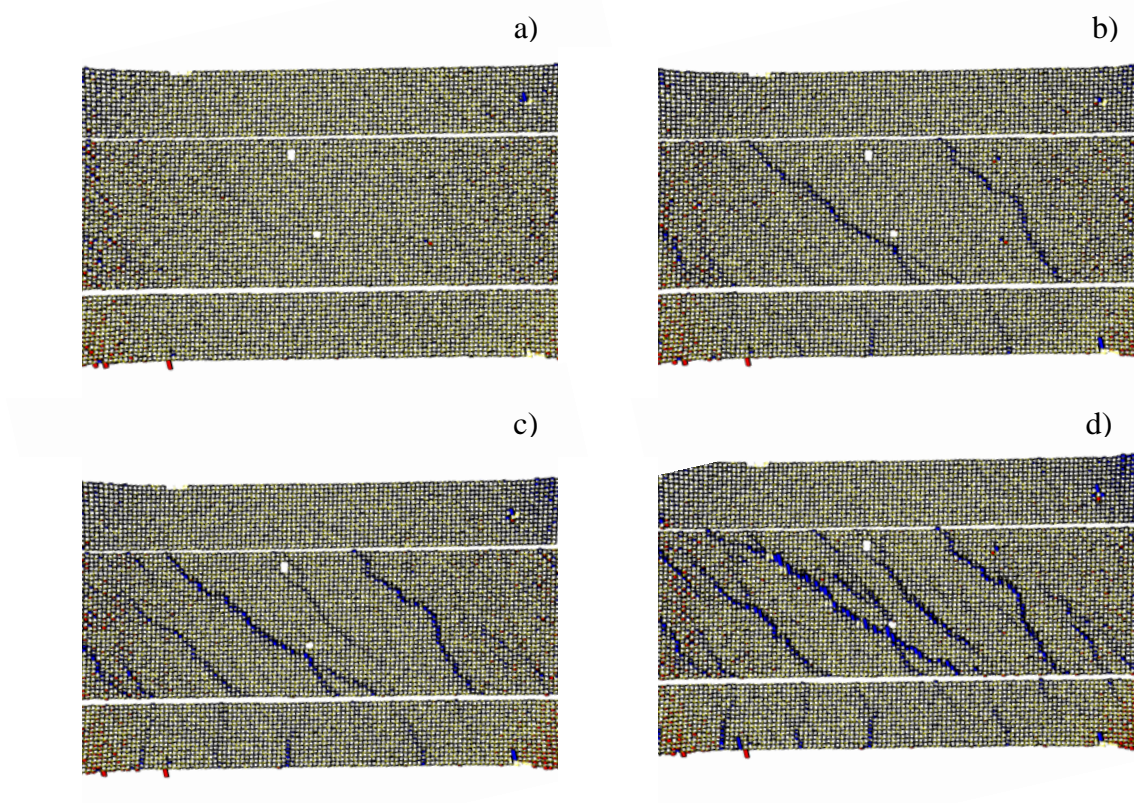


Abbildung 6.16: Photogrammetrie-Auswertung, Versuch D1.2

Bild a) ($P \sim 50 \text{ kN}$) zeigt in allen Abbildungen den Zustand unmittelbar vor der ersten Rissbildung. In Bild b) ($P \sim 100 \text{ kN}$ bis 150 kN) sind die ersten Biege- und Schubrisse zu erkennen. Die Rissbreite in diesem Stadium kann anhand der photogrammetrischen

Messung zu 0,02 bis 0,05 mm ermittelt werden. Bei dem Belastungsstadium in Bild c) öffnen sich die Risse weiter und pflanzen sich fort. Zum Teil entstehen weitere Schubrisse zwischen den bereits vorhandenen Rissen. Die Rissbreite beträgt etwa 0,15 mm. Bild d) zeigt den Versuchskörper unmittelbar vor oder während des Versagenszustands. Der Rissfortschritt lässt sich in den Abbildungen gut erkennen. Bei den Versuchen mit Hohlkörpern verlaufen die maßgebenden Schubrisse durch den Kugel-Mittelpunkt. Allgemein lässt sich hier ein steilerer Rissverlauf feststellen.

Sowohl bei dem Versuchskörper D2.2 als auch bei dem Versuchskörper D4.2 kommt es im Versagenszustand zur Ablösung von Betonschuppen in den Bereichen mit Spannungsüberschreitung. Bei dem Versuchskörper D1.2 tritt hingegen das Versagen aufgrund der sehr homogenen Spannungsverteilung nahezu gleichzeitig über den gesamten Stegbereich auf.

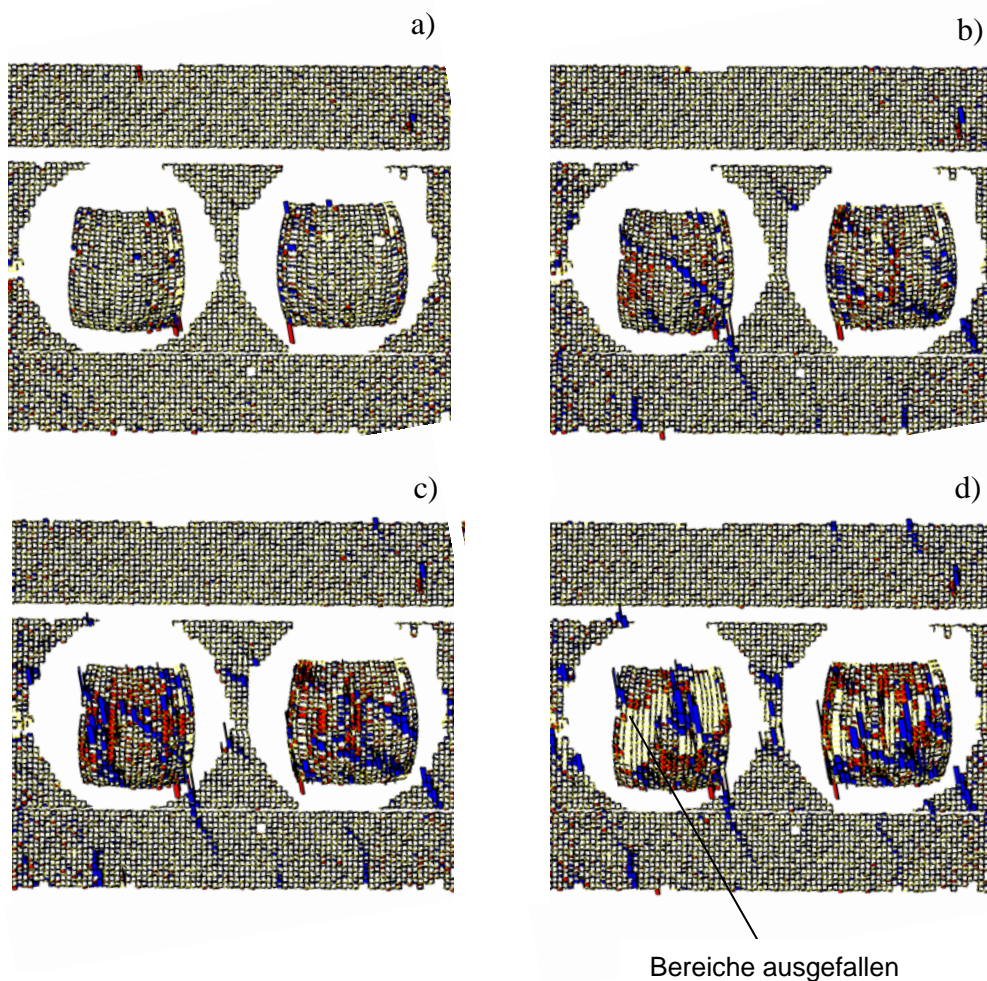


Abbildung 6.17: Photogrammetrie-Auswertung, Versuch D2.2

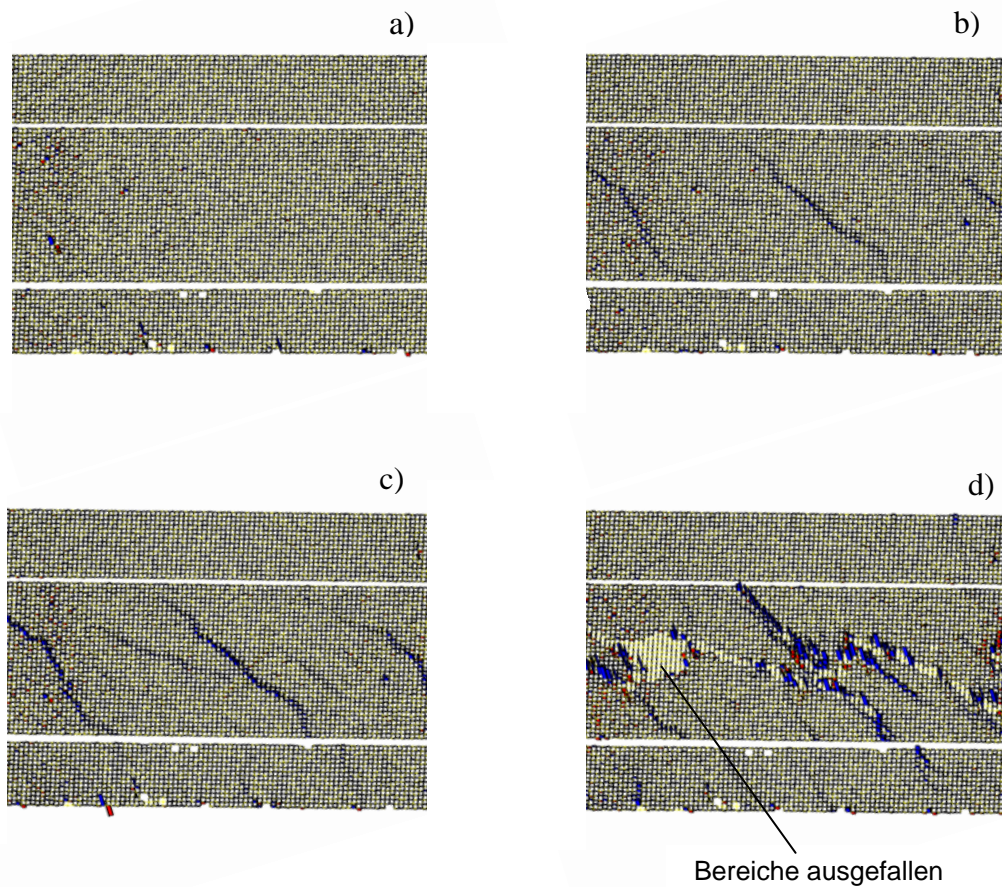


Abbildung 6.18: Photogrammetrie-Auswertung, D4.2

Durch die Ergebnisse der photogrammetrischen Messungen werden das Rissverhalten, die Rissbreitenentwicklung und der Rissfortschritt im gesamten Stegbereich sehr gut erfasst. Diese Messmethode ist daher geeignet, die Verformungen und Rissbreiten auch bei dem hier vorliegenden dreidimensionalen Messfeld richtig wiederzugeben.

6.5.3 Last-Verformungs-Verhalten

Die Abbildungen 6.19 und 6.20 zeigen die Last-Verformungskurven der Versuchskörper beider Serien. Die Verformung nimmt zunächst bei allen Versuchen im gleichen Maße zu. Nach Ausbildung von Biege- und Schubrisen ist die Steifigkeit der Hohlkörper-Versuchskörper geringer als die des massiven Referenzversuchs. Das geringste Versagensniveau erzielen die Versuche D4.1 und D4.2. Die Lastverformungskurven und das Versagensniveau der Versuche D2 und D3 ist nahezu vollständig identisch.

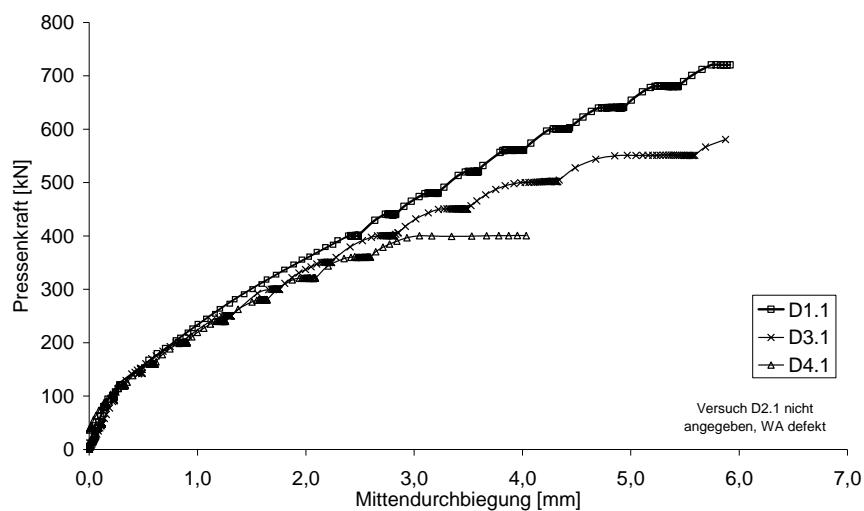


Abbildung 6.19: Last-Verformungskurven, Serie I

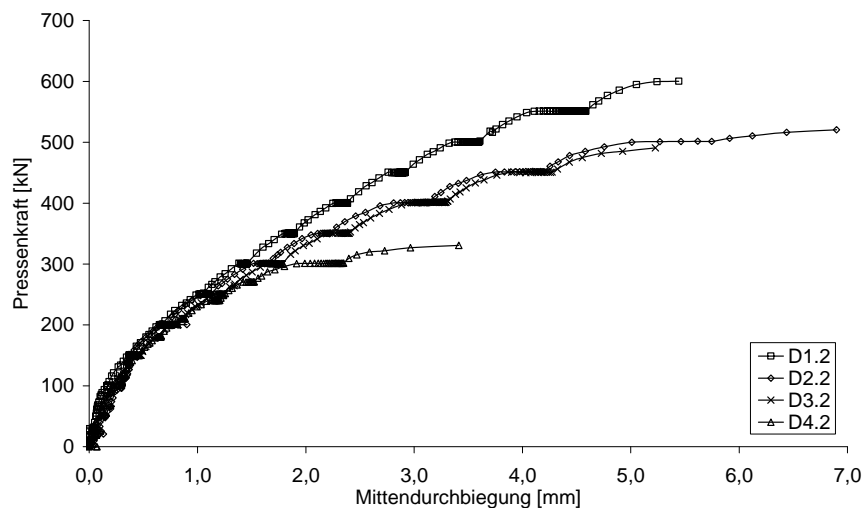


Abbildung 6.20: Last-Verformungskurven, Serie II

6.5.4 Zusammenfassung der Versagenslasten

In den nachfolgenden Tabellen 6.2 und 6.3 sind die Versagenslasten der Versuche zusammenfassend dargestellt. Aufgrund der nur geringen Abweichung zwischen den Versagenslasten der Träger D2 und D3 werden diese gemittelt, und es wird ein gemeinsamer Verhältniswert zwischen den Versuchen D2 und D3 und Versuch D1 gebildet. Die Versuche D1.1 und D1.2 wurden mit der im Vergleich zu den Versuchen D2 und D3 halbierten Stegbreite durchgeführt. Die in Tabelle 6.2 angegebenen Tragfähigkeiten für den Massivkörper werden daher verdoppelt und mit den Tragfähigkeiten der Hohlkörper-Versuchskörper verglichen. Dieser Vergleich liegt auf der sicheren Seite, da die Druckstrebentragfähigkeit des Massivkörpers proportional zur Stegbreite zunimmt, gleichzeitig aufgrund der größeren Belastung jedoch ein kleinerer innerer Hebelarm vorliegt.

Tabelle 6.2: Übersicht, Versagenslasten Serie I

	Versuchsbezeichnung	Pressenkraft P _u [kN]		% von Versuch D1 [*]
Serie I	D1.1, Massivträger	720		100 % (=1440 kN)
	D2.1, innerer Deckenstreifen	595	588	40,8 %
	D3.1, innerer Deckenstreifen	580		
	D4.1, äußerer Deckenstreifen	396		27,5 %

* halbe Stegbreite $\Rightarrow V_u$ verdoppelt

Tabelle 6.3: Übersicht, Versagenslasten Serie II

	Versuchsbezeichnung	Pressenkraft P _u [kN]		% von Versuch D1 [*]
Serie II	D1.2, Massivträger	599		100 % (=1198 kN)
	D2.2, innerer Deckenstreifen	520	505	42,2 %
	D3.2, innerer Deckenstreifen	490		
	D4.2, äußerer Deckenstreifen	330		27,5 %

* halbe Stegbreite $\Rightarrow V_u$ verdoppelt

Für die Versuche D2 / D3 ergibt sich in beiden Serien ein annähernd identisches Versagensverhältnis von 41 % bzw. 42 %. Für die Versuche D4.1 und D4.2 beträgt dieser Verhältniswert in beiden Serien 27,5 %.

Für beide Serien ergeben sich somit annähernd identische Versagens-Verhältniswerte.

Der Verhältniswert der Betonfestigkeiten in Höhe von $f_{cm, SerieI}/f_{cm, SerieII}=32,6/26,8=1,22$, bzw. $f_{cm, cube, SerieI}/f_{cm, cube, SerieII}=34,9/29,9=1,17$ spiegelt sich direkt in dem Verhältnis der Versagenslasten wider: $V_{u, D1.1}/V_{u, D1.2}=720/599=1,20$. Das niedrigere Versagensniveau der zweiten Serie ist somit auf die geringere Betonfestigkeit zurückzuführen.

6.6 Auswertung der Finite-Elemente-Berechnungen

Um den Trag- und Versagensmechanismus der Versuche zu verifizieren, wurden dreidimensionale nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Anhand der Berechnungen sollte das Tragverhalten untersucht und die Ausbildung eines Fachwerkmodells bei den Massivträgern und bei den Trägern mit Hohlkörpern überprüft werden. Abbildung 6.21 zeigt die Last-Verformungskurve des Versuchs und der Berechnung. Die Belastung wurde in der FE-Berechnung kraftgesteuert aufgebracht. Bis zum Bruchzustand, in dem der Träger plötzlich versagte, konnte die Belastung analog zum Versuch kontinuierlich gesteigert werden.

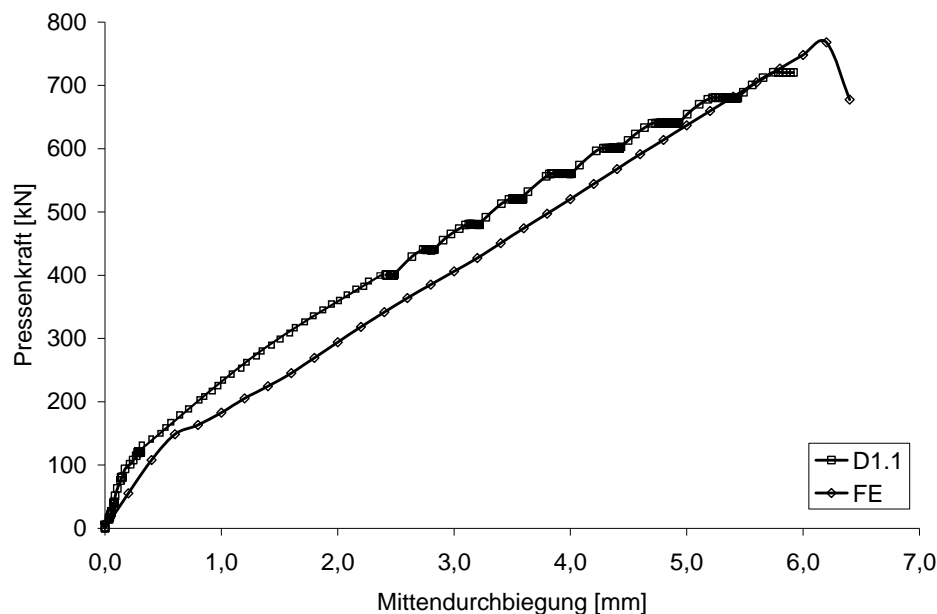


Abbildung 6.21: Last-Verformungskurve, Versuch vs. FE-Berechnung

In Abbildung 6.22 ist die Auswertung der Hauptdruckspannungen dem Rissbild des Versuchs D1.1 in unterschiedlichen Belastungsstadien gegenübergestellt. In der Finite-Elemente-Berechnung bilden sich schräge Druckstreben zwischen den Schubrisen aus. Die Wirkungsrichtung der Druckstreben ist durch Pfeile gekennzeichnet.

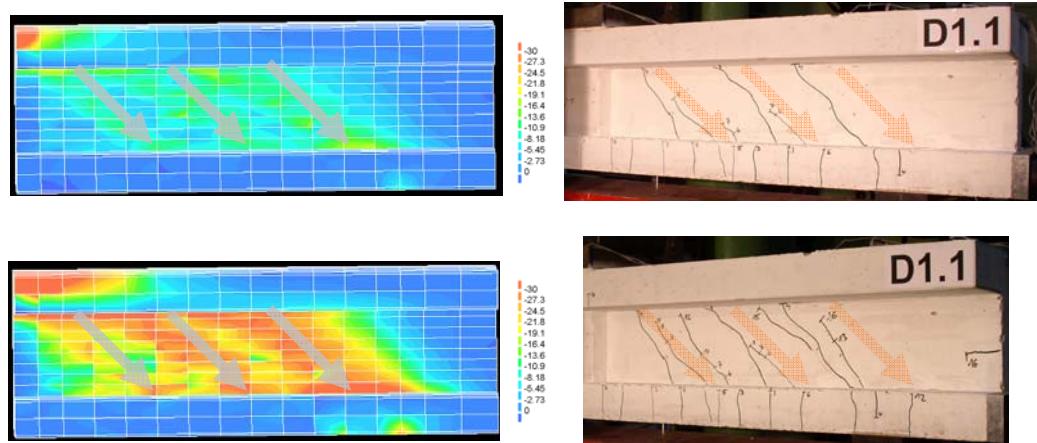


Abbildung 6.22: Vergleich der Tragwirkungen, FE-Berechnung (l.), Versuch D1.1 (r.)

Die Ausbildung eines Fachwerk-Tragverhaltens wird durch die Berechnung bestätigt. Das Versagen tritt ein, wenn die einaxiale Druckfestigkeit erreicht wird. Abbildung 6.23 links zeigt den Hauptdruckspannungs-Plot des Trägers D2 (l.), der dem Versuch D2.1 (r.) gegenübergestellt ist.

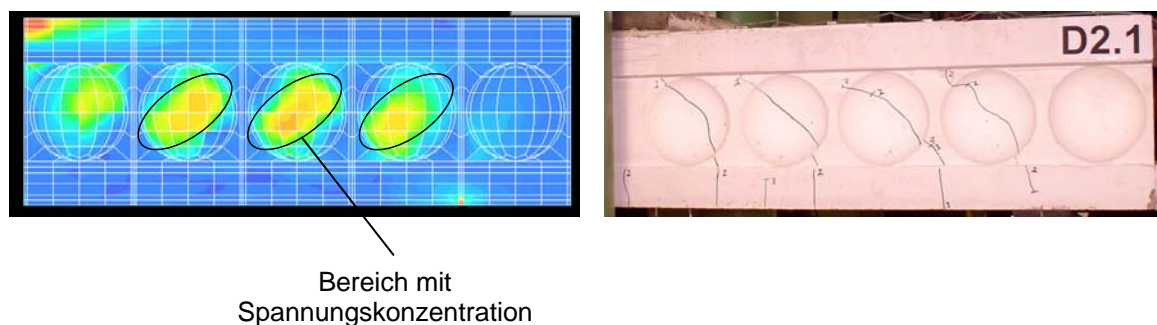


Abbildung 6.23: Finite-Elemente-Berechnung (l.), Versuchskörper D2.1 (r.)

Es bilden sich oval gestreckt um die Kugelmitten herum Spannungskonzentrationen aus. Zur Verdeutlichung des Kräfteflusses ist in Abbildung 6.24 ein Schnitt durch die Längs-Symmetrieachse in Trägermitte dargestellt. In diesem Schnitt ist das fachwerkähnliche Tragverhalten mit Zug- und Druckstreben, welches sich bei dem Träger mit Hohlkörpern ausbildet, gut zu erkennen. Die schrägen Druckstreben sind durch Pfeile gekennzeichnet.

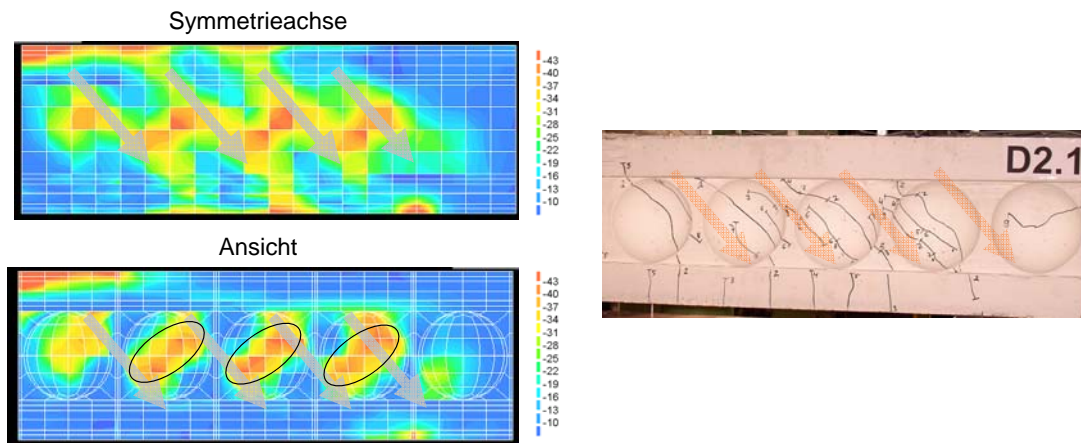


Abbildung 6.24: Finite-Elemente-Berechnung (l.), Versuchskörper (r.)

Das Versagen tritt ein, wenn die aufnehmbare Druckspannung in den Hohlkörperbereichen erreicht wird. In Abbildung 6.25 ist der Versagenszustand des Trägers D2.1 abgebildet. Die ovalen Versagensbereiche, die bei Auswertung der FE-Berechnung beobachtet wurden, werden durch das Versagensbild der Versuche bestätigt.



Abbildung 6.25: Versagenszustand, Träger D2.1

Die hier dargestellten Ergebnisse sind repräsentativ für die Ergebnisse beider Serien. Es werden daher nicht alle Versuche und Berechnungen im Einzelnen vorgestellt. Abbildung 6.26 zeigt die Lastverformungs-Kurve der FE-Berechnung, verglichen mit dem Versuch D3.1. Die im Versuch D3.1 vorhandene Steifigkeit wird in der Berechnung geringfügig unterschätzt. Im Versagenszustand ergeben sich jedoch annähernd identische Verformungen und Versagenslasten.

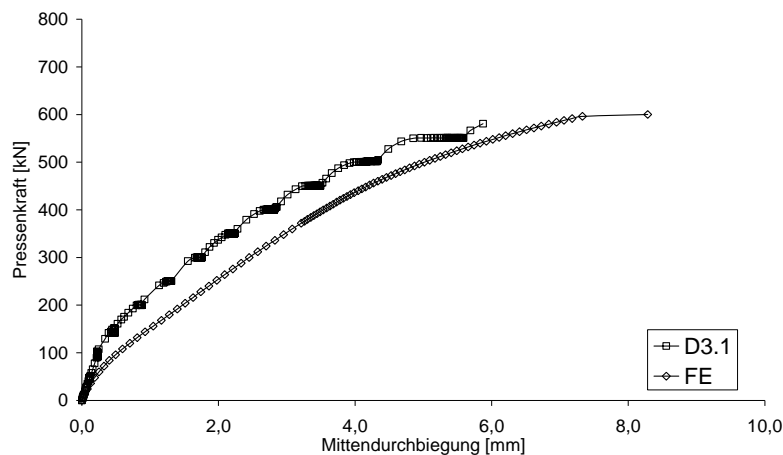


Abbildung 6.26: Last-Verformungskurve, Versuch vs. FE-Berechnung, D3.1

Das in den Finite-Elemente Berechnungen nachgewiesene fachwerkähnliche Tragverhalten mit geneigten Druckstreben sowie das Verhalten der Versuchskörper im Versagenszustand bestätigen die im Versuch gewonnenen Erkenntnisse. Bei allen Hohlkörperversuchen kann die Ausbildung eines Fachwerks mit geneigten Druckstreben sowie die Aktivierung der Querkraftbewehrung beobachtet werden. Auffällig ist jedoch, dass bei den Versuchen D2 und D3 beider Serien eine um etwa 50% über der einaxialen Druckfestigkeit liegende Versagensdruckspannung erzielt wurde. Im Gegensatz dazu versagten die Versuchskörper D1 und D4 beider Serien bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit. Die Steigerung der Versagensdruckspannung der Versuche D2 und D3 wird durch einen mehraxialen Spannungszustand im Zwickelbereich zwischen den Hohlkörpern hervorgerufen. Diese Tragwirkung wird in Abschnitt 6.7.2 erläutert.

6.7 Ingenieurmodell

6.7.1 Referenzversuche D1.1 und D1.2

Die Tragwirkung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung lässt sich allgemein durch ein parallelgurtiges Fachwerk beschreiben.

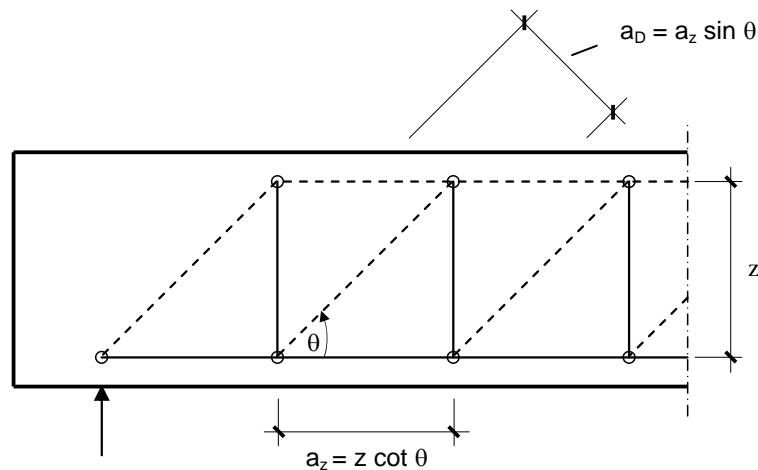


Abbildung 6.27: Fachwerkmodell

Die Tragfähigkeit der unter dem Druckstrebenwinkel θ wirksamen Druckstrebe wird nach DIN 1045-1 durch folgende Gleichung ermittelt (lotrechte Bewehrung).

$$V_{R,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Glg. 6.1}$$

mit $\alpha_c = 0,80$ bis $0,85$

Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der gerissenen Betondruckstrebe

Der Abminderungsfaktor α_c wurde von Schlaich/Schäfer [SCSC98], Eibl/Neuroth [EINE88] und Kolleger/Mehlhorn [KOME90] empirisch ermittelt und zu $\alpha_c = 0,80$ bis $0,85$ angegeben. In DIN 1045-1 wurde ein charakteristischer Wert konservativ zu $\alpha_c = 0,75$ festgelegt (vgl. DAfStb Heft 525 [H525]). Unter Verwendung eines Vorfaktors $\alpha_c = 0,85$ wird eine sehr gute Übereinstimmung der rechnerischen Druckstrebentragfähigkeit und der Versagenslasten der eigenen Versuche erzielt.

In den Versuchen D1.1 und D1.2 konnte anhand der vorhandenen Stahldehnungen der Querkraftbewehrung im Bruchzustand ein Druckstrebenwinkel von $\theta = 45^\circ$ bis 48° abgeleitet werden (vgl. Abbildung 6.31, links). Bei einer Druckstrebenneigung von 45° ergeben sich folgende rechnerische Druckstrebentragfähigkeiten:

Versuch D1.1:

$$V_{R,max} = \frac{0,10 \cdot 0,263 \cdot 0,85 \cdot 32,6}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} \cdot 10^3 = 364 \text{ kN} \Rightarrow \frac{364 \text{ kN}}{360 \text{ kN}} = 101\% \text{ der Versagenslast von Versuch D1.1.}$$

Versuch D1.2:

$$V_{R,max} = \frac{0,10 \cdot 0,261 \cdot 0,85 \cdot 26,8}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} \cdot 10^3 = 297 \text{ kN} \Rightarrow \frac{297 \text{ kN}}{298 \text{ kN}} = 100\% \text{ der Versagenslast von Versuch D1.2.}$$

mit: z = innerer Hebelarm aus iterativer Ermittlung der Dehnungsebene (Programm INCA, Universität Hamburg-Harburg) unter Berücksichtigung von Tension Stiffening.

Die rechnerische Druckstrebentragfähigkeit der Referenzversuche D1.1 und D1.2 stimmt sehr gut mit der aus dem Versuch resultierenden Versagenslast überein. Ein Fließen der Bewehrung trat zu keinem Zeitpunkt ein (vgl. Anhang C).

6.7.2 Versuche D2.1 und D2.2 bzw. D3.1 und D3.2

Zur Formulierung der rechnerischen Versagenslast für die Versuchskörper D2 und D3 (beide Serien) soll ebenfalls ein Fachwerkmodell zugrunde gelegt werden. Anhand der FE-Berechnungen konnte dieses Tragverhalten bereits nachgewiesen werden.

Für die Versuche D2 und D3 kann der gleiche Bemessungsansatz zugrundegelegt werden, da sich im Versuch kein signifikanter Unterschied im Trag- und Versagensverhalten zwischen beiden Versuchskörpern feststellen ließ.

Zum besseren Verständnis der Druckstrebentragwirkung zweiachsiger Hohlkörperdecken soll zunächst die Tragwirkung der Druckstreben zwischen den Kugeln verdeutlicht werden.

Hierfür ist in Abbildung 6.28 ein Träger mit Hohlkörpern abgebildet. In die Grafik sind schräge Druck- und vertikale Zugpfosten eingetragen. Die Druckpfosten entsprechen

den Betondruckstreben, die Zugpfosten werden durch die Querkraftbewehrung gebildet. Die linke Grafik der Abbildung 6.28 zeigt den Träger in der Ansicht mit einem gegen die Trägerlängsachse geneigten Schnitt durch eine Kugelreihe. Die Druckstrebenbreite ist mit a_D gekennzeichnet. Die rechte Grafik der Abbildung 6.28 zeigt die Ansicht dieses Schnitts. Folgt man in dieser Ansicht dem Verlauf der Druckstrebe, so liegen zwei Kugelreihen unmittelbar hintereinander. Hierdurch konzentriert sich die Betondruckstrebe auf die in der Grafik mit A_{co} gekennzeichnete Fläche. Die Größe dieser Fläche ist von dem Druckstrebenwinkel abhängig.

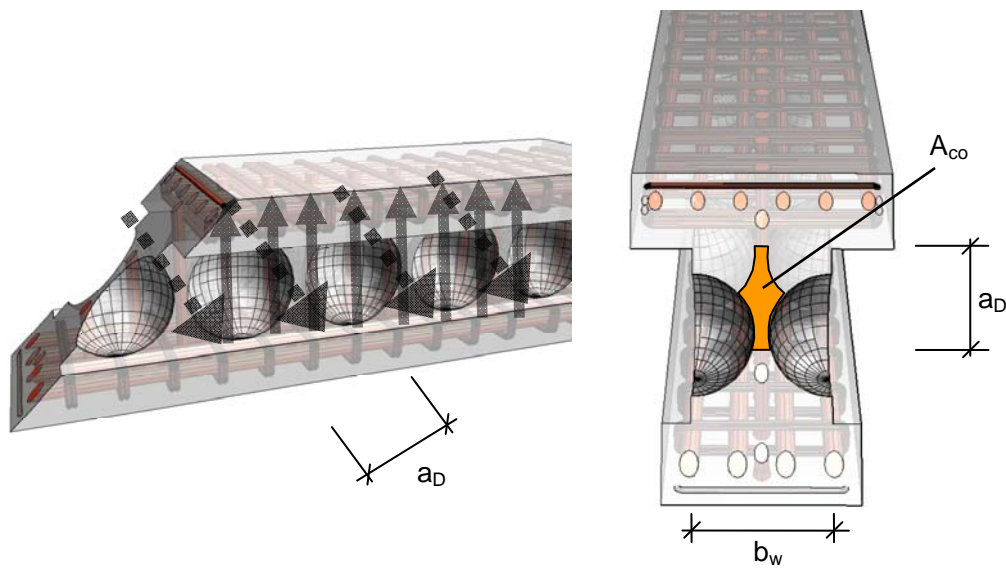


Abbildung 6.28: Fachwerk, Träger mit Hohlkörpern, 3D-Ansicht

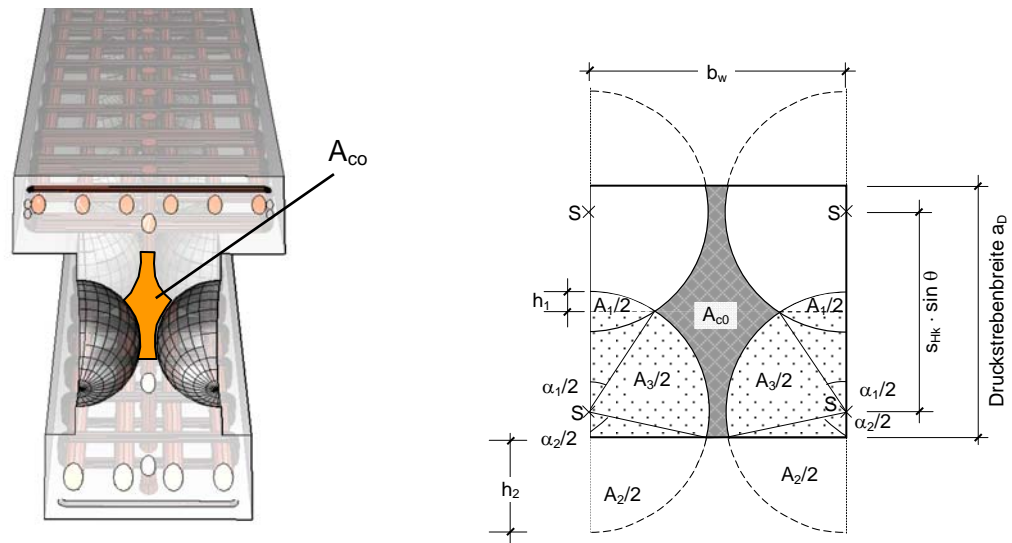


Abbildung 6.29: Projektion der Druckstrebe

Die Druckstrebenbreite a_D berechnet sich anhand eines Fachwerkmodells gemäß Abbildung 6.27. Die Größe der Fläche A_{c0} ergibt sich durch Projektion in Druckstrebenrichtung. Die Projektion mit der Druckstrebenbreite a_D und der Stegbreite b_w zeigt Abbildung 6.29.

Die Teilfläche A_{c0} lässt sich für eine lotrechte Querkraftbewehrung wie folgt berechnen:

$$a_D = z \cdot \cot \theta \cdot \sin \theta = z \cdot \cos \theta \quad \text{Glg. 6.2}$$

$$h_1 = \frac{1}{2} (2 \cdot r - s_{HK} \cdot \sin \theta) \quad \text{Glg. 6.3}$$

$$\alpha_1 = 4 \arcsin \left(\sqrt{\frac{h_1}{2 \cdot r}} \right) \quad \text{Glg. 6.4}$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \cdot r^2 \cdot (\alpha_1 [\text{rad}] - \sin \alpha_1) \quad \text{Glg. 6.5}$$

$$h_2 = 2 \cdot r - h_1 - \frac{a_D}{2} \quad \text{Glg. 6.6}$$

$$\alpha_2 = 4 \arcsin\left(\sqrt{\frac{h_2}{2 \cdot r}}\right) \quad \text{Glg. 6.7}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot r^2 \cdot (\alpha_2 [\text{rad}] - \sin \alpha_2) \quad \text{Glg. 6.8}$$

$$A_3 = \pi \cdot r^2 - A_1 - A_2 \quad \text{Glg. 6.9}$$

$$A_{c0} = b_w \cdot a_D - 2 \cdot A_3 \quad \text{Glg. 6.10}$$

Bei Auswertung der Fläche A_{c0} für verschiedene Druckstrebenwinkel nimmt diese zunächst mit größer werdendem Druckstrebenwinkel zu, da die Strecke $s_{HK} \cdot \sin \theta$ mit größer werdendem Winkel ebenfalls größer wird und sich der Überschneidungsbereich (A_1) der Kugeln reduziert. Im Gegensatz dazu nimmt die Druckstrebenbreite a_D mit größer werdendem Druckstrebenwinkel ab. Es wird sich demnach ein Druckstrebenwinkel einstellen, bei dem die Fläche A_{c0} maximal wird.

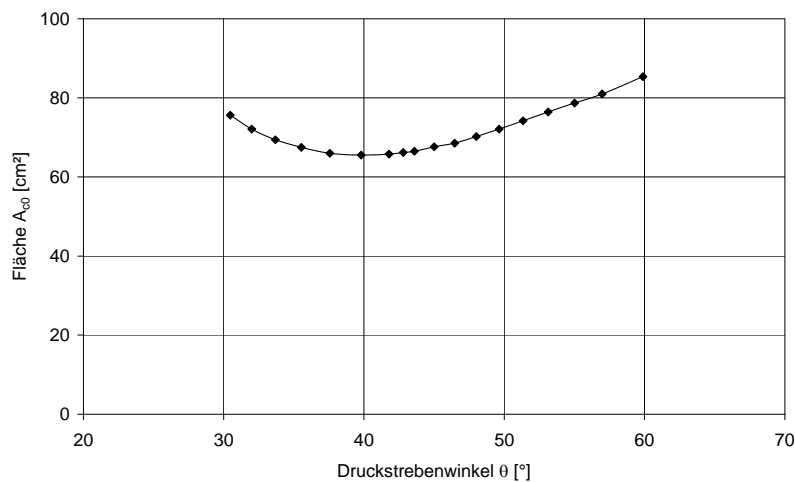


Abbildung 6.30: Auswertung, Fläche A_{c0} vs. Druckstrebenwinkel

Abbildung 6.30 zeigt die Auswertung der Fläche A_{c0} bei Variation des Druckstrebenwinkels. Für einen Druckstrebenwinkel von 40° wird die Fläche A_{c0} minimal. Bei kleineren und größeren Druckstrebenwinkeln als 40° erhöht sich die Restfläche A_{c0} wieder. Ein Maximum wird bei einem Winkel von ca. 60° erreicht.

Zur Untersuchung des in den Versuchen vorliegenden Druckstrebenwinkels wurden die Dehnungen in der Querkraftbewehrung ausgewertet und der Druckstrebenwinkel

ermittelt. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Abbildung 6.31 dargestellt. Hierbei wurden nur DMS berücksichtigt, die in einem Riss bzw. in unmittelbarer Nähe eines Risses lagen, da in anderen Bereichen die Tragwirkung des Betons auf Zug die Stahldehnung merklich verringert, wodurch der Druckstrebenwinkel nicht richtig ermittelt wird.

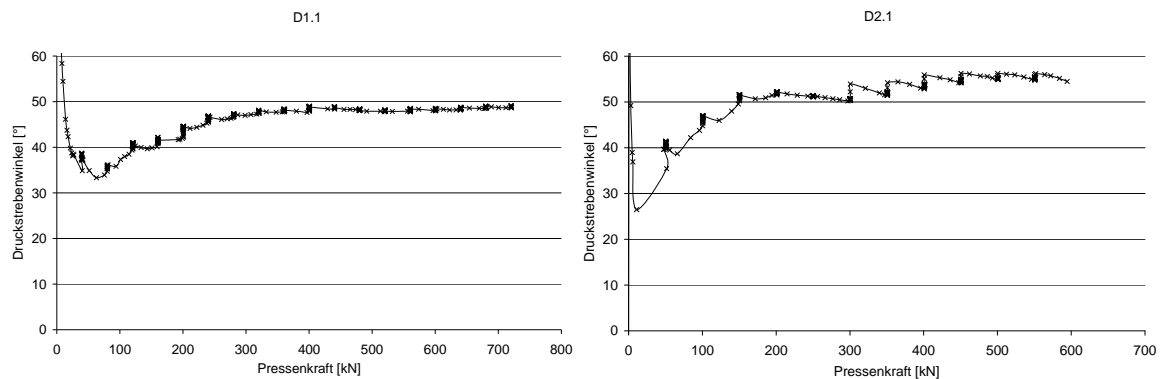


Abbildung 6.31: Auswertung der Druckstrebenneigung, D1.1 (l.), D2.1 (r.)

Bei geringer Belastung ist der Druckstrebenwinkel zunächst klein. Dies ist auf den oben beschriebenen Einfluss zurückzuführen, dass sich noch kein vollständiger Schubriss ausgebildet hat und der Beton im Bereich des DMS auf Zug mitträgt und somit die Stahldehnung verringert und scheinbar die Druckstrebenneigung vergrößert wird. Nach vollständiger Ausbildung der Schubrisse (in Kugelmittle) stellt sich bei den Hohlkörperversuchen ein annähernd konstanter Druckstrebenwinkel zwischen 53° und 57° ein. Dieser ist deutlich steiler als in dem Referenzversuch, wodurch bei kleinerer Belastung eine höhere Ausnutzung der Querkraftbewehrung hervorgerufen wird (vgl. Anhang C). Der gemessene Druckstrebenwinkel bestätigt die Überlegung, dass sich bei ausreichender Querkraftbewehrung im Bauteil zur Erzielung einer maximalen Druckstreben Tragfähigkeit ein Druckstrebenwinkel einstellt, bei dem eine möglichst große Fläche A_{c0} vorliegt. Für die weitere Auswertung wird mit einem Druckstrebenwinkel von 55° gerechnet.

Bei Verwendung dieses Druckstrebenwinkels lässt sich die Fläche A_{c0} mit Hilfe oben stehender Formeln ermitteln zu $A_{c0}=79\text{cm}^2$. Die Fläche $a_D \cdot b_w$ ergibt sich zu $a_D \cdot b_w=302\text{ cm}^2$. Die Restfläche reduziert sich auf $79/302=26,5\%$ der Fläche einer ungestörten Druckstrebe.

Bei den Versuchskörpern D2 und D3 wurde im Versuch anstelle der o.g. 26,5%-Tragfähigkeit eine Druckstreben­tragfähigkeit von 41% bzw. 42% der Druckstreben­tragfähigkeit der Massivdecke ermittelt. Für die Traglaststeigerung ist ein weiterer Effekt verantwortlich, welcher nachfolgend erläutert wird.

Die zur Übertragung der Druckstrebenkraft vorhandene Fläche verringert sich wie oben beschrieben kontinuierlich bis auf die Fläche A_{c0} . Aufgrund der bei den Versuchen D2 und D3 fehlenden außenliegenden Halbkugeln entsteht eine Gewölbetragswirkung mit einer zur Trägermitte gerichteten horizontalen Komponente der Druckstrebenkraft (siehe Abbildung 6.32).

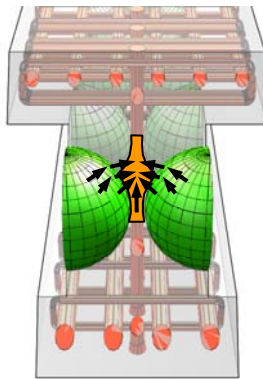


Abbildung 6.32: Gewölbetragswirkung und Lastkonzentration zur Trägermitte

Diese Horizontalkomponente wird durch die in Trägerlängsrichtung symmetrische Anordnung der Kugeln kompensiert. Dadurch, dass diese Horizontalkomponente nach innen gerichtet ist, wirkt sie der Querdehnung entgegen. Die behinderte Querdehnung hat wiederum zur Folge, dass im Querschnitt eine größere als die einachsige Betondruckspannung aufgenommen werden kann.

Die Druckstreben­tragfähigkeit wird für ein Massivbauteil mit lotrechter Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1 durch Gleichung 6.1 angegeben.

Gleichung 6.1 basiert auf Gleichung 6.11. Mit Glg. 6.2 und durch Äquivalenzumformung ergibt sich:

$$V_{R,max} = b_w \cdot a_D \cdot \alpha_c \cdot f_c \cdot \sin\theta \quad \text{Glg. 6.11}$$

Zur weiteren Formulierung der Druckstreben­tragfähigkeit der Hohlkörperdecke wird Gleichung 6.11 verwendet. Die Druckstrebenfläche $b_w \cdot a_d$ eines Massivbauteils wird

hierbei durch die Fläche A_{c0} ersetzt, die Traglaststeigerung infolge Teilflächenpressung wird durch den Faktor $(A_{c1}/A_{c0})^{1/2}$ berücksichtigt.

$$V_{R,max} = A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \cdot \alpha_c \cdot f_c \cdot \sin \theta \quad \text{Glg. 6.12}$$

Die Fläche A_{c1} (Ausgangsfläche) entspricht der Schnittfläche in Abbildung 6.33 und kann nach Gleichung 6.13 berechnet werden.

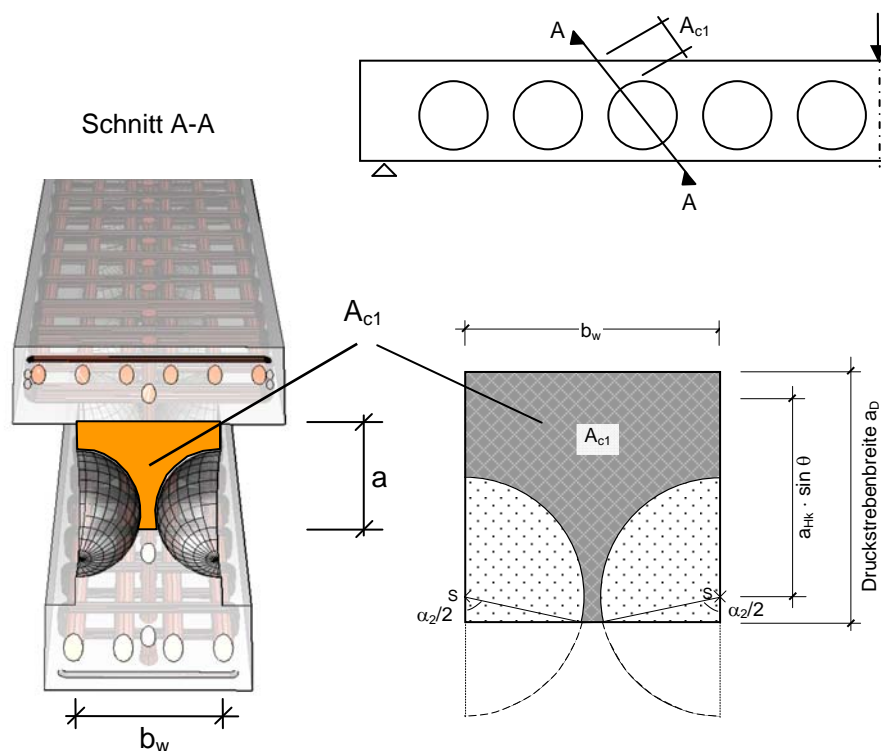


Abbildung 6.33: Ausgangsfläche A_{c1}

$$A_{c1} = b_w \cdot a_D - \frac{2 \cdot \pi - (\alpha_2 [\text{rad}] - \sin \alpha_2)}{2} \cdot r^2 \quad \text{Glg. 6.13}$$

mit α_2 nach Gleichung 6.7.

Für die Versuche D2 und D3 beträgt diese Fläche $A_{c1} = 186 \text{ cm}^2$.

6.7.3 Versuche D4.1 und D4.2

Im Gegensatz zu den Trägern D2 und D3 stützen sich bei den Trägern D4.1 und D4.2 die schrägen Druckstreben nicht zur Trägermitte hin gegenseitig ab, sondern die Lastkonzentration erfolgt in dem Außenbereich des Trägers. Die Erhöhung der Betondruckspannungen entsprechend den Regeln für eine Teilflächenpressung mit Querdehnungsbehinderung ist somit nicht zulässig. Es kann daher nur die einaxiale Betondruckfestigkeit aufgenommen werden.

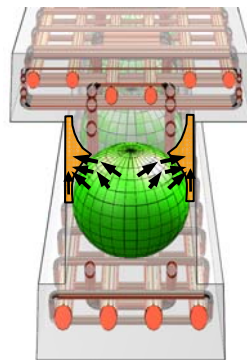


Abbildung 6.35: Lastkonzentration, Träger D4

Für die Träger D4.1 und D4.2 gilt analog zu Gleichung 6.12 folgende Gleichung zur Bestimmung der Druckstrebentragfähigkeit.

$$V_{R,max} = A_{c0} \cdot \alpha_c \cdot f_c \cdot \sin \theta \quad \text{Glg. 6.14}$$

Für den Versuchskörper D4.1 ergibt sich die Druckstrebentragfähigkeit zu:

$$V_{R,max,HK} = 0,85 \cdot 3,26 \cdot 79 \cdot \sin(55^\circ) = 179 \text{ kN} \hat{=} \frac{179 \text{ kN}}{198 \text{ kN}} \hat{=} 90 \% \text{ von } V_{R,max,D4.1,Versuch}$$

Aus der Berechnung der Druckstrebentragfähigkeit nach o.g. Formel ergibt sich eine um ca. 10 % geringere rechnerische Druckstrebentragfähigkeit als im Versuch. Für die um 10 % höhere Versagenslast im Versuch ist vor allem die Biegesteifigkeit der gewählten, sehr steifen Bügelbewehrung verantwortlich, die dazu führt, dass sich die nach außen gerichteten Anteile der Druckstrebenkraft gegen die vertikalen Schenkel der Querkraftbewehrung abstützen, wodurch eine teilweise Dehnungsbehinderung entsteht. Hierdurch wird die Tragfähigkeit der Druckstrebe erhöht. Es ist jedoch nicht empfehlenswert, diesen Anteil zu berücksichtigen, da diese Tragwirkung stark von der

Geometrie (Betonüberdeckung der Querkraftbewehrung, Bewehrungsdurchmesser, Deckenstärke) abhängt. Zudem werden in der Praxis vermutlich deutlich geringere Bügelbewehrungsgrade zum Einsatz kommen.

Aufgrund der wesentlich geringeren Tragfähigkeit des Randstreifens im Vergleich zu einem Innenstreifen wird daher empfohlen, an freien Rändern einen massiven Streifen auszubilden, der mindestens der Breite der Nutzhöhe der Decke entspricht.

6.8 Vereinfachtes Bemessungskonzept

Das in Abschnitt 6.7 vorgestellte Ingenieurmodell zur Ermittlung der Druckstreben­tragfähigkeit wurde anhand von Versuchsergebnissen, Finite-Elemente-Berechnungen und theoretischen Überlegungen entwickelt. Hierfür wurde ein Fachwerkmodell verwendet. Nachfolgend wird ein Bemessungskonzept zur Ermittlung der Querkraftbewehrung und der Druckstreben­tragfähigkeit unter Verwendung der Formeln nach DIN 1045-1 angegeben.

Bestimmung des Druckstrebenwinkels:

Zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels wird in DIN 1045-1 Gleichung 6.15 angegeben:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \\ 3,0 \text{ für Normalbeton} \end{array} \right. \quad \text{Glg. 6.15}$$

Für Bauteile ohne planmäßige Längsnormalkraft ergibt sich Gleichung 6.16:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \\ 3,0 \text{ für Normalbeton} \end{array} \right. \quad \text{Glg. 6.16}$$

Der Rissreibungsanteil $V_{Rd,c}$ kann unter Berücksichtigung der Rest-Querschnittsfläche der Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke ermittelt werden. Auf der sicheren

Seite liegend kann diese zu $A_{HKD,45^\circ}/A_{MD,45^\circ}=0,50$ angenommen werden. Für Bauteile ohne planmäßige Längsnormalkraft ergibt sich somit:

$$V_{Rd,c,HKD} = 0,50 \cdot \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_{w,MD} \cdot z \quad \text{Glg. 6.17}$$

Berechnung der erforderlichen Querkraftbewehrung:

Die erforderliche Querkraftbewehrung kann in Analogie zum Fachwerkmodell mit Gleichung 6.18 ermittelt werden (lotrechte Bewehrung):

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad \text{Glg. 6.18}$$

Berechnung der Druckstreben Tragfähigkeit:

Wie zuvor beschrieben, wird die maximale Druckstreben Tragfähigkeit unmittelbar von dem Druckstrebenwinkel beeinflusst. In Abbildung 6.36 ist der Verhältniswert der Druckstreben Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke im Vergleich zur Massivdecke unter Variation der statischen Nutzhöhe zwischen dem 1,0-fachen und dem 1,5-fachen Kugeldurchmesser angegeben. In dem Diagramm sind die Auswirkungen infolge Teilflächenpressung enthalten.

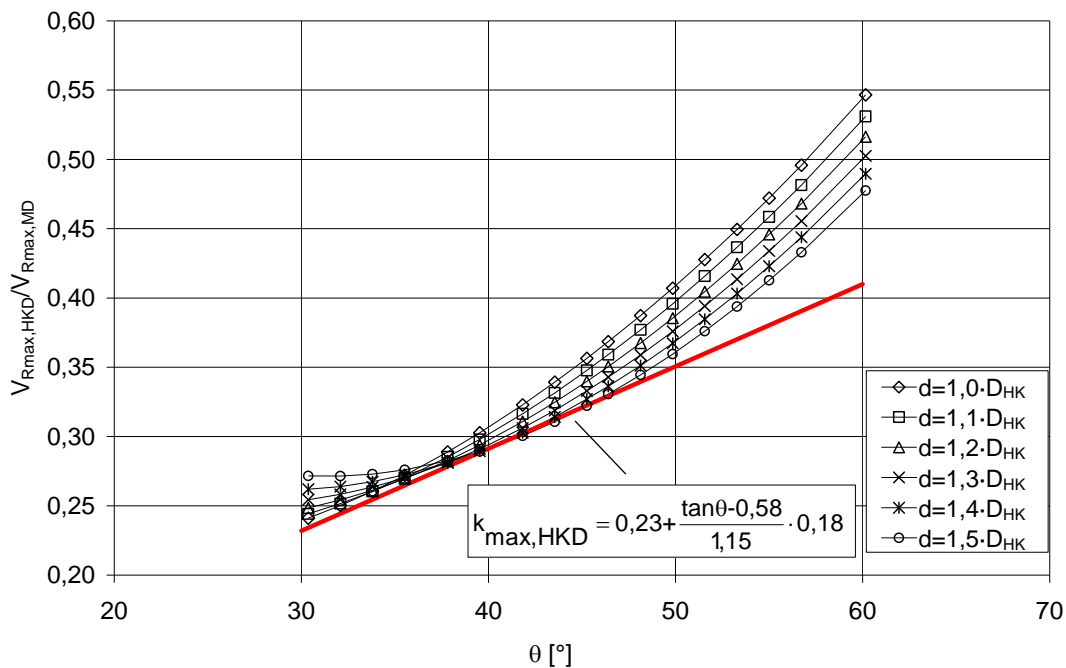


Abbildung 6.36: Auswertung $V_{Rmax,HKD}/V_{Rmax,MD}$

Anhand dieser Auswertung lässt sich ein Reduktionsfaktor für die Druckstreben-tragfähigkeit ermitteln. Unter Verwendung dieses Reduktionsfaktors kann die Druckstreben-tragfähigkeit der Hohlkörperdecke mittels der Bemessungsgleichung für Massivbauteile nach DIN 1045-1 bestimmt werden. Der Reduktionsfaktor wird auf der sicheren Seite liegend durch Gleichung 6.19 beschrieben.

Die Druckstreben-tragfähigkeit kann somit formuliert werden zu (lotrechte Bewehrung):

$$V_{Rd,max,HKD} = k_{max,HKD} \cdot \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Glg. 6.19}$$

mit:

$$k_{max,HKD} = 0,25 + \frac{\tan \theta - 0,58}{1,15} \cdot 0,16 \quad \text{mit } \tan \theta \in [0,58; 1,73]$$

Durch die hier vorgestellten Gleichungen kann die Bemessung der zweiachsigen Hohlkörperdecke mit Querkraftbewehrung vollständig durchgeführt werden.

Da bei den Versuchen ein sehr hoher Querkraftbewehrungsgrad mit einer einschnittigen Querkraftbewehrung verwendet wurde, um ein Druckstrebenversagen herbeizuführen, sollte die Verwendbarkeit von praxisüblichen Bewehrungselementen (z.B. Gitterträger) zusätzlich überprüft werden.

In Durchstanzbereichen können die vorgestellten Bemessungsgleichungen zur Druckstreben Tragfähigkeit nicht ohne weitere Überprüfung durch Versuche angewendet werden. Versuche an Massivbauteilen haben gezeigt, dass hier mit einem vorzeitigen Schubversagen vor dem Erreichen der Betondruckfestigkeit in der Druckstrebe zu rechnen ist. Aus diesem Grund wurde in DIN 1045-1 für den Durchstanzbereich eine obere „Schubspannungsgrenze“ als maximale Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit von der Querkrafttragfähigkeit $V_{rd,ct}$ von Bauteilen ohne Durchstanzbewehrung definiert.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Zweiachsige Hohlkörperdecken zeichnen sich durch ihre hohe Gewichtseinsparung von bis zu 35% aus. Durch die besondere Konstruktionsweise dieser Decken liegt für beide Haupttragrichtungen ein identisches Tragverhalten vor.

Das Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken hinsichtlich der Biegetragfähigkeit, des Verformungsverhaltens und der Durchstanztragfähigkeit wurde bereits von Pfeffer [PFE01] erforscht.

Zum Querkrafttragverhalten dieser Decken liegen bislang wenige Erkenntnisse vor. Gemäß der aktuellen Normung ist zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung stets die kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone zugrunde zu legen. Bei der zweiachsigen Hohlkörperdecke entspricht dies dem lichten Abstand zweier Hohlkörper. Hieraus würde bei kugelförmigen Hohlkörpern eine Querkrafttragfähigkeit von etwa 10% der Querkrafttragfähigkeit einer Massivdecke resultieren. Da der Querschnitt nur punktuell auf 10% der Massivquerschnittsbreite reduziert wird, ist dieser Ansatz jedoch offensichtlich zu konservativ.

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung liegen bislang keine Erkenntnisse vor.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Hohlkörpern zu ermitteln und Bemessungsmodelle für zweiachsige Hohlkörperdecken mit und ohne Querkraftbewehrung anzugeben.

Hierfür wurden zunächst die Bemessungsansätze der Literatur zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung vorgestellt. Diese

Ansätze wurden durchweg anhand von Massivbauteilen oder einachsigen Hohlkörperdecken abgeleitet.

Um die Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung im Vergleich zu einer Massivdecke zu ermitteln, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Querkraftversuche an zwei Versuchsserien mit unterschiedlichen Hohlkörperdurchmessern ($D_{HK}=180$ mm und $D_{HK}=360$ mm) durchgeführt.

Jede Versuchsserie beinhaltete jeweils drei Plattenversuche mit Hohlkörpern sowie einen Versuch an einer massiven Referenzplatte. Neben einer reinen Ortbetonvariante wurde die Tragfähigkeit einer Hohlkörperdecke als Teilfertigteil mit Ortbetonergänzung untersucht. Die Versuche wurden derart dimensioniert, dass die Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke für praxisrelevante Abmessungen im Vergleich zur Massivdecke minimal wurde.

Die Rissbildung in den Versuchen an Hohlkörperdecken verlief nahezu identisch mit der Rissbildung bei der Massivdecke. Es bildete sich sowohl bei der Massivdecke als auch bei der Hohlkörperdecke ein klassisches Biegeschubrissbild aus. Mit dem Ausfall der Dübeltragwirkung setzte ein instabiles Risswachstum ein, und die Betondruckzone wurde durchtrennt. Aufgrund des geschwächten Querschnitts auf Höhe der Kugelmitte bildeten sich bei den Hohlkörperdecken vor der eigentlichen Biegeschubrissentstehung Schubzugrisse aus. Ein traglastmindernder Einfluss durch diese Schubzugrisse konnte nicht festgestellt werden. In der Zugzone schlossen sich die Schubzugrisse mit den Biegerissen zusammen, wodurch ein mit der Massivdecke übereinstimmendes Rissbild vorlag. Der Versagensriss der zweiachsigen Hohlkörperdecke bildete sich vergleichbar zur Massivdecke kontinuierlich über die gesamte Plattenbreite hinweg aus. Eine Beeinflussung des Rissverlaufs durch die Kugeln lag nicht vor. Aufgrund der durch die Kugeln hervorgerufenen Querschnittsreduzierung ergab sich in beiden Serien im Versuch eine mindestens 55%-ige Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zur Massivdecke.

Im Anschluss an die Versuche wurden dreidimensionale physikalisch-nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Das Tragverhalten der Versuche konnte verifiziert werden. Auf Basis des gewählten FE-Modells wurde eine weiterführende FE-Parameterstudie durchgeführt, bei welcher der Einfluss des a/d -Verhältnisses, der Kugellängs- und Kugelquerabstände, der Betonfestigkeit und der Betonüberdeckung oberhalb der Kugeln untersucht wurde.

Schließlich wurde ein Bemessungsmodell zur Bemessung zweiachsiger Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung entwickelt. Hierbei wurden anerkannte Modellvorstellungen aus der Literatur zugrunde gelegt und erweitert. Unter Berücksichtigung der besonderen Geometrie zweiachsiger Hohlkörperdecken wurden die drei maßgebenden Traganteile Druckzonentragwirkung, Rissuferverzahnung und Dübeltragwirkung erfasst. Das Modell wurde durch Versuchsergebnisse aus der Literatur an Massivbauteilen überprüft. Die Eignung des Modells für die Anwendung auf Hohlkörperdecken wurde mittels der durchgeführten Hohlkörperversuche und der Ergebnisse der FE-Parameterstudie bestätigt. Zur Ermittlung des Einflusses von Kugelgröße/Deckenstärke, Betonfestigkeit, Längsbewehrungsgrad und Betondeckung über der Kugel im Verhältnis zur Druckzonenhöhe wurde ebenfalls eine Parameterstudie durchgeführt. Abschließend wurde ein vereinfachtes Bemessungskonzept abgeleitet.

Neben der Tragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung wurde die Tragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung untersucht. Hierbei galt es, insbesondere die Druckstreben Tragfähigkeit (Maximaltragfähigkeit) zu ermitteln, da die Betonquerschnittsfläche zur Übertragung der schrägen Druckstrebenkräfte geschwächt ist. Zur Ermittlung der Druckstreben Tragfähigkeit wurden Versuche an Hohlkörper-Deckenstreifen mit Querkraftbewehrung durchgeführt. Als Referenz diente ein massiver Deckenstreifen. Bei den Untersuchungen wurde zwischen einem inneren Deckenstreifen und einem äußeren Deckenstreifen (Deckenrand) unterschieden, da sich die um die Kugeln herum verlaufenden Druckstreben im inneren Deckenstreifen gegenseitig abstützen können, im Randstreifen hingegen nicht. Anhand der Versuche bestätigte sich die höhere Tragfähigkeit der inneren Deckenstreifen trotz identischer Betonquerschnittsfläche. Die Versuche wurden durch Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert. Zur Ermittlung der Druckstreben Tragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken wurde ein Bemessungsansatz formuliert. Abschließend wurde dieser Ansatz vereinfacht, indem ein Abminderungsfaktor zur Ermittlung der Druckstreben Tragfähigkeit der zweiachsigen Hohlkörperdecke im Vergleich zu einer Massivdecke angegeben wurde. Die Ermittlung des Druckstrebenwinkels zur Berechnung der erforderlichen Querkraftbewehrung erfolgte unter Berücksichtigung einer verminderten Rissreibungsfläche.

Die vorgestellten vereinfachten Ansätze ermöglichen die Bemessung mit Hilfe von Korrekturfaktoren unter Verwendung der in DIN 1045-1 angegebenen Bemessungsgleichungen.

7.2 Ausblick

Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung wurde ein Ingenieurmodell vorgestellt, welches durch Versuche und nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen bestätigt wird. Ein wesentliches Ziel der Versuche war die Ermittlung der Druckstrebentragfähigkeit. Hierfür wurde ein hoher Querkraftbewehrungsgrad gewählt. Vergleichend sollten zukünftig Querkraftversuche z.B. mit Gitterträgern und den Bewehrungskörben von Bewehrungskorbmodulen durchgeführt werden

Das vorgestellte Bemessungsmodell zur Querkrafttragfähigkeitsermittlung von zweiachsigen Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung wird zunächst auf den Festigkeitsbereich der normalfesten Betone beschränkt, da hochfeste Betone andere Schubübertragungseigenschaften im Riss aufweisen. Diese sollten in Bezug auf zweiachsige Hohlkörperdecken vor Anwendung des Modells anhand von Versuchen und vergleichenden FE-Berechnungen ermittelt werden.

Das vorgestellte Modell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zweiachsiger Hohlkörperdecken wurde durch Versuche und Finite-Elemente-Berechnungen bestätigt. Zur Erweiterung des Modells ist eine Untersuchung der Auswirkungen von planmäßig einwirkenden Normalkräften sinnvoll. Für vorgespannte zweiachsige Hohlkörperdecken sind Fragen der Krafteinleitung und Lastausbreitung über die Deckenhöhe sowie der Kraftübertragung über die Verbundfuge bislang ungeklärt. Die Auswirkung der Krafteintragung auf die Schubspannungsverteilung in diesem Bereich gilt es ebenfalls zu untersuchen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [ACI92] ACI BUILDING CODE (ACI 318-89):
American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1992
- [ACK91] ACKER van, A.:
Empfehlungen für die Bemessung von Spannbetonhohlplatten, Betonwerk und
Fertigertechnik, H. 12, 1991
- [AST70] ASTER, H.:
Vierseitig gelagerte Stahlbetonhohlplatten, Heft 213 des Deutschen
Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1970
- [BARÜ70] BAUMANN, T.; RÜSCH, H.:
Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung
eines Stahlbetonbalkens. Heft 210 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton,
Berlin 1970
- [BAT86] BATHE, K.-J.:
Finite-Elemente-Methoden, Springer-Verlag, Berlin, 1986
- [BAU72] BAUMANN, TH.:
Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in
Flächentragwerken aus Stahlbeton. Heft 217 des Deutschen Ausschusses für
Stahlbeton, Berlin 1972
- [BAOH83] BAZANT, Z. P.; OH, B. H.:
Crack Band Theory of Fracture of Concrete. Materials and Structures, RILEM,
Vol. 16, 155-177, 1983
- [BBW78] BRUGGELING, BRUNEKREEF, WALRAVEN, J. C.:
Tests on Partially Prestressed T-Beams Subjected to Shear and Bending. Heron
V. 23, 1978, No. 1, pp. 18-25
- [BEBU85] BECKER, J., BUETTNER, D.:
Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs, PCI Journal / March-April 1985,
pp. 41-54
- [BEL91] BELARBI, A.:
Stress-Strain Relationships of Reinforced Concrete in Biaxial Tension-
Compression. Dissertation, University of Houston 1991

- [BHA68] BHAL, N. S.:
Über den Einfluß der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Dissertation Universität Stuttgart, 1968
- [BHCO87] Bhide, S. B.; COLLINS, M. P.:
Reinforced Concrete Elements in Shear and Tension. Publication No. 87-02; University of Toronto 1987
- [BRO05] BROO, H.:
Shear and Torsion Interaction in Prestressed Hollow Core Slabs, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden, 2005
- [BRSC63] BRESLER, B.; SCORDELIS, A. C.:
Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. ACI-Journal V. 60 (1963), No. 1, pp. 51-74
- [BUL93] BULICEK, H.:
Zur Berechnung des ebenen Spannungs- und Verzerrungszustandes von schubbewehrten Stegen profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger im Grenzzustand der Schubtragfähigkeit. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität München, 4/93
- [CATH70] CALFISCH, R.; THÜRLIMANN, B.:
Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken. Institut für Baustatik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Oktober 1970
- [CEDE77] CEDOLIN, L.; DEI POLI, S. D.:
Finite Element Studies of Shear-Critical R/C Beams. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 103, pp. 395-410, 1977
- [CHA81] CHANA, P. S.:
Some Aspects of Modelling the Behavior of Reinforced Concrete under Shear Loading. Technical Report No. 543, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, July 1981
- [CHL70] CEDERWALL, K.; HEDMAN, O.; LOSBERG, A.:
Shear Strength of Partially Prestressed Beams with Pretensioned Reinforcement of High Grade Deformed Bars. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology Göteborg, Sweden, 1970
- [DDG90] DEI POLI, S. D.; DI PRISCO, M.; GAMBAROVA, P. G.:
Stress Field in Web of RC Thin-Webbed Beams Failing in Shear. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 9, 1990, pp. 2496-2515
- [DGK87] DEI POLI, S. D.; GAMBAROVA, P. G.; KARAKOC, C.:
Aggregate Interlock Role in R.C. Thin-Webbed Beams in Shear. ASCE-Journal of Structural Division 113 (1987), No. 1, pp. 1-19

- [DIA05] DIANA User's Manual. Release 9, TNO, 2005
- [DIN1045-1] DIN 1045-1:
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1:
Bemessung und Konstruktion. Fassung Juli 2001
- [DIN1168] DIN EN 1168:
Betonfertigteile – Hohlplatten, Deutsche Fassung, Berlin 2005
- [DIN1048] DIN 1048:
Prüfverfahren für Beton. Ausgabe Juli 1986
- [DIN1045] DIN 1045:
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988
- [DÖME79] DÖRR, K.; MEHLHORN, G.:
Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines
wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. Forschungsberichte aus dem Institut
für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft Nr. 39, 1979
- [DRPR52] DRUCKER, D. C.; PRAGER, W.:
Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design. Q. Appl. Math.,
Vol. 10 (1952), No. 2, pp. 157-165
- [DUD91] DUDA, H.:
Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer
Zugbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 419,
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1991
- [EC2] ENV 1992-2:
Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1:
Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Oktober 1992
- [EINE88] EIBL, J.; NEUROTH, U.:
Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig
wirkendem Querkzug. Forschungsbericht T 2024, Stuttgart 1988
- [EMP95] EMPELMANN, M.:
Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus
Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebs-
beanspruchungen. Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 1995
- [FEPA68] FENWICK, R. C.; PAULAY, TH.:
Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. Journal of Structural
Division, October 1968, pp. 2325-2350
- [FIP99] FIP RECOMMENDATIONS:
Practical Design of Structural Concrete. FIP Commission 3 Practical Design,
35309, 1999

- [FIS97] FISCHER, J.:
Versagensmodell für schubslanke Balken. Heft 480 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1997
- [FIS93] FISCHER, A.:
Modelluntersuchung zur Ermittlung des Rißabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton. Fortschrittsberichte VDI, Reihe 4, Nr. 118, VDI Verlag, 1993
- [GIE63] GIENCKE, E.:
Die Hohlplatte, eine schubweiche Platte, ZAMM, Heft 7/8, S. 311-324, 1963
- [GÖHE02] GÖRTZ, S.; HEGGER, J.:
Schädigungsanalyse von Stahlbetontragwerken unter Einsatz der Laser-Interferometrie und der Photogrammetrie.
Erschienen in: Photogrammetrie und Laserscanning. Anwendung für As-Built-Dokumentation und Facility Management, Herbert Wichmann Verlag, Heidelberg, 2002
- [GÖR04] GÖRTZ, S.:
Zum Schubrißverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation RWTH Aachen, 2004
- [GRI97] GRIMM, R.:
Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. Heft 477 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1997
- [H525] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON:
Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, Berlin, 2003
- [HARE80] HAMADI, Y. D.; REGAN, P. E.:
Behaviour in Shear of Beams with Flexural Cracks. Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 111, pp. 67-78, 1980
- [HEGÖ02] HEGGER, J.; GÖRTZ, S.:
Querkraftbemessung nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), S. 460-470
- [HEGÖ03-1] HEGGER, J.; GÖRTZ, S.:
Analyse des Schubrißverhaltens und dessen Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit. Bericht Nr. 86/2003 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2003
- [HEGÖ03-2] HEGGER, J.; GÖRTZ, S.:
Zur Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 1045-1. Erschienen im Heft 525 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, S. 210-214, Berlin 2003

- [HELO78] HEDMANN, O.; LOSBERG, A.:
Design of Concrete Structures with Regard to Shear Forces, CEB Bulletin
No. 126, June 1978, pp. 184-209
- [HIL92] HILLERBORG, A.:
Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Application of Fracture
Mechanics to Reinforced Concrete. Elsevier Science Publishers, Barking (UK).
1992
- [HKZR99] HEGGER, J.; KÖNIG, G.; ZILCH, K.; REINECK, K.-H.; GÖRTZ, S.;
BEUTEL, R.; SCHENCK, G.; KLIVER, J.; DEHN, F.; STALLER, M.:
Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für
querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem
und hochfestem Beton nach DIN 1045-1. Abschlußbericht für das DIBt-
Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, Aachen, 1999
- [HWBG02] HEGGER, J.; WILL, N.; BÜLTE, S.; GÖRTZ S.; SCHMIDT, M.:
Vorgespannte Elementdecken aus hochfestem Beton. Institutsbericht 75-2002
des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Juli 2002
- [IVSA85] IVANY, G.; SAMOL, J.:
Versuche zur Schubtragfähigkeit an Balkentragwerken mit Vorspannung ohne
Verbund. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität
Essen, Juli 1985
- [KAN64] KANI, N. J.:
The Riddle of Shear Failure and its Solution. ACI Journal, April 1964, pp. 441-
466
- [KAN66] KANI, N.J.:
Basic Facts Concerning Shear Failure. ACI-Journal, Vol. 63, No. 6, pp. 675-
692, 1966
- [KAN67] KANI, N. J.:
How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, March
1967, pp. 128-141
- [KAWA83] KAMMERLING, W.; WALRAVEN, J.:
Het draagvermogen van vorgespannen holle vloerplaten, Cement XXXV,
Nr. 11, pp. 747-753, 1983
- [KDHG00] KÖNIG, G.; DEHN, F.; HEGGER, J.; GÖRTZ, S.:
Einfluß der Rissreibung bei Querkraftversuchen. Beton- und Stahlbetonbau 95
(2000), S. 584-591
- [KIR87] KIRMAIR, H.:
Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken – theoretische und
experimentelle Untersuchungen für Leicht- und Normalbeton. Heft 385 des
Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1987

- [KÖFE88] KÖNIG, G.; FEHLING, E.:
Zur Rißbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau. Beton - und Stahlbetonbau 83,
Juni 1988, S. 161-167
- [KOL86] KOLMAR, W.:
Beschreibung der Kraftübertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-
Berechnungen von Stahlbetontragwerken. Dissertation, Technische Hochschule
Darmstadt, 1986
- [KOME90] KOLLEGGER, J.; MEHLHORN, G.:
Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des
gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung. Heft 413 des
Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1990
- [KUGE73] KUPFER, H., and GERSTLE, K.:
Behavior of concrete under biaxial stresses. J. Eng. Mech. Div., ASCE 99, 4
(1973), 853–866
- [KUMO79] KUPFER, H.; MOOSECKER, W.:
Beanspruchung und Verformung der Schubzone des schlanken profilierten
Stahlbetonbalkens. Forschungsbeiträge für die Praxis, 1979, S. 225-236
- [KUP62] KUPFER, H.:
Erweiterung der MÖRSCH'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips
vom Minimum der Formänderungsenergie. Schub-Kolloquium, Stuttgart,
Oktober 1962
- [KUP73] KUPFER, H.:
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter
besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Heft 229 des
Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1973
- [LEO62] LEONHARDT, F.:
Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne
Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen
Schubspannungsgrenze. Heft 151 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton,
Berlin 1962
- [LEO63] LEONHARDT, F.:
Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung. Heft
156 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1963
- [LEO77] LEONHARDT, F.:
Schub bei Stahlbeton und Spannbeton – Grundlagen der neueren
Schubbemessung. Beton- und Stahlbeton 72 (1977), S. 270-302
- [LEWA62] LEONHARDT, F.; WALTHER, R.:
Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung. Heft 152 des
Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1962

- [LKR73] LEONHARDT, F.; KOCH, R.; ROSTÁSY, F.-S.:
Schubversuche an Spannbetonträgern. Heft 227 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1973
- [LRMP77] LEONHARDT, F.; ROSTÁSY, F.; MACGREGOR, F.; PATZAK, M.:
Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug. Heft 275 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1977
- [MC90] CEB-FIP MODEL CODE 1990:
Design Code, Committee-Euro-International du Beton, 1991
- [MICO74] MITCHELL, D.; COLLINS, M. P.:
Diagonal Compression-Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete. ACI Journal (1974), pp. 396-408
- [MÖR08] MÖRSCH, E.:
Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung, Berlin 1908
- [NBJB78] NIELSEN, M. P.; BRAESTRUP, M. W.; JENSEN, B. C.; BACH, F.:
Concrete Plasticity – Beam Shear – Shear in Joints – Punching Shear. Specialpublikation udgivet af Dansk Selskab for Bygningsstatik, Lyngby, 1978
- [NEF06] NEFF, C.:
Ein Ingenieurmodell zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Öffnungen, Dissertation, Universität Duisburg-Essen, 2006
- [NIBR75] NIELSEN, M.P.; BRAESTRUP, M. W.:
Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Bygningsstatiske Meddelelser, Dänemark, V. 46, No. 3, 1975, pp. 61-95
- [OTT77] OTTOSEN, N.:
A Failure Criterion for Concrete. ASCE Vol. 103 EMA4 (1977), pp. 527-535
- [OTT79] OTTOSEN, N. S.:
Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. Journal Eng. Mech. Div. ASCE, Vol. 105, No. EM1, pp. 127-141, 1979
- [PAKO98] PAJARI, M.; KOUKKARI, H.:
Shear Resistance of PHC Slabs Supported on Beams. I: Tests, Journal of Structural Engineering, Sep. 1998, pp.1050-1061, II: Analysis, pp.1062-1072
- [PFE01] PFEFFER, K.:
Untersuchung zum Biege- und Durchstanztragverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken. Dissertation Technische Universität Darmstadt, 2001
- [PIS92] PISANTY, A.:
The Shear Strength of Extruded Hollow Core Slabs, RILEM Materials and Structures, Nr. 25, pp. 224-230, 1992

- [PLRE71] PLACAS, A.; REGAN, P. E.:
Shear Failure of Reinforced Concrete Beams. ACI-Journal, October 1971,
pp. 763-773
- [POT77] POTUCEK, W.:
Das Tragverhalten der Stege von Stahlbetonplattenbalken. Dissertation
Technische Universität Wien, 1977
- [REI01] REINECK, K.-H.:
Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus
Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur 76, (2001), S. 168-
179
- [REI81] REINHARDT, H.-W.:
Maßstabseinfluß bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik. Beton- und
Stahlbetonbau 76 (1981), S. 19-21
- [REI90] REINECK, K.-H.:
Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen.
Dissertation Universität Stuttgart, 1990
- [REI99] REINECK, K.-H.:
Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung in DIN 1045-1 –
Erläuterungen und Vergleiche mit Versuchen. Teilbericht des in [13] genannten
Forschungsvorhabens, Universität Stuttgart, 1999
- [REM78] REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R.:
Untersuchungen zur Frage der Schrägrißbreiten in Stahlbetonbauteilen,
Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen der Technischen Universität Stuttgart,
Bericht 16/78, Juli 1978
- [REM94] REMMEL, G.:
Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Heft
444 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1994
- [RIT99] RITTER, W.:
Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, Zürich, Februar 1899
- [ROO95] ROOS, W.:
Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen
bei gleichzeitig wirkender Querkraftbeanspruchung. Berichte aus dem
Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität München, 2/95
- [SCAL02] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Investigations on the Shear Capacity of Biaxial Hollow Slabs - Test Setup and
Test Program – Darmstadt Concrete V. 17, 2002

- [SCAL03-1] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Investigations on the Shear Capacity of Biaxial Hollow Slabs – Test Results
and Evaluation – Darmstadt Concrete V. 18, 2003
- [SCAL03-2] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Querkrafttragfähigkeit der BubbleDeck, Versuchsprogramm für
Zulassungsversuche, Prüfbericht (unveröffentlicht), Institut für Massivbau,
TU Darmstadt, 2003
- [SCAL03-3] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Querkrafttragfähigkeit der BubbleDeck, Versuchsprogramm für
Zulassungsversuche, Gutachtliche Stellungnahme (unveröffentlicht), Institut für
Massivbau, TU Darmstadt, 2003
- [SCAL04-1] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Investigations on the Shear Capacity of Biaxial Hollow Slabs -Test Results and
Evaluation-, 5th International PhD-Symposium in Civil Engineering, Delft,
2004
- [SCAL04-2] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Zweiachsig Hohlkörperdecken: Was ergibt sich für die
Querkrafttragfähigkeit?, Festschrift zum 60. Geburtstag von
Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Zilch, S. 371-376, 2004
- [SCAL05-1] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Bewe(ä)hrte Deckensysteme, Braunschweiger Bauseminar – Bewe(ä)hrter
Betonbau, 2005
- [SCAL05-2] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Precast Biaxial Hollow Slabs - What about the shear capacity?, International
BIBM congress on precast concrete elements, Amsterdam, 2005
- [SCAL05-3] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Tragverhalten und Bemessung zweiachsiger Hohlkörperdecken, veröffentlicht
im Tagungsband zur 6. Tagung Betonbauteile an der HTWK Leipzig, S. 97-
108, 2005
- [SCAL05] SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.:
Zweiachsig Hohlkörperdecken in Theorie und Versuchen, Betonwerk und
Fertigertechnik, Ausgabe 10/2005, S. 50-59
- [SCPF01] SCHNELLENBACH-HELD, M., PFEFFER, K.:
Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörperdecken. Beton- und Stahlbetonbau 96,
2001, Heft 9, S. 573-578
- [SCH05] SCHNELL, J.:
Concrete Slabs with Air Ducts, fib Symposium, Budapest, 2005

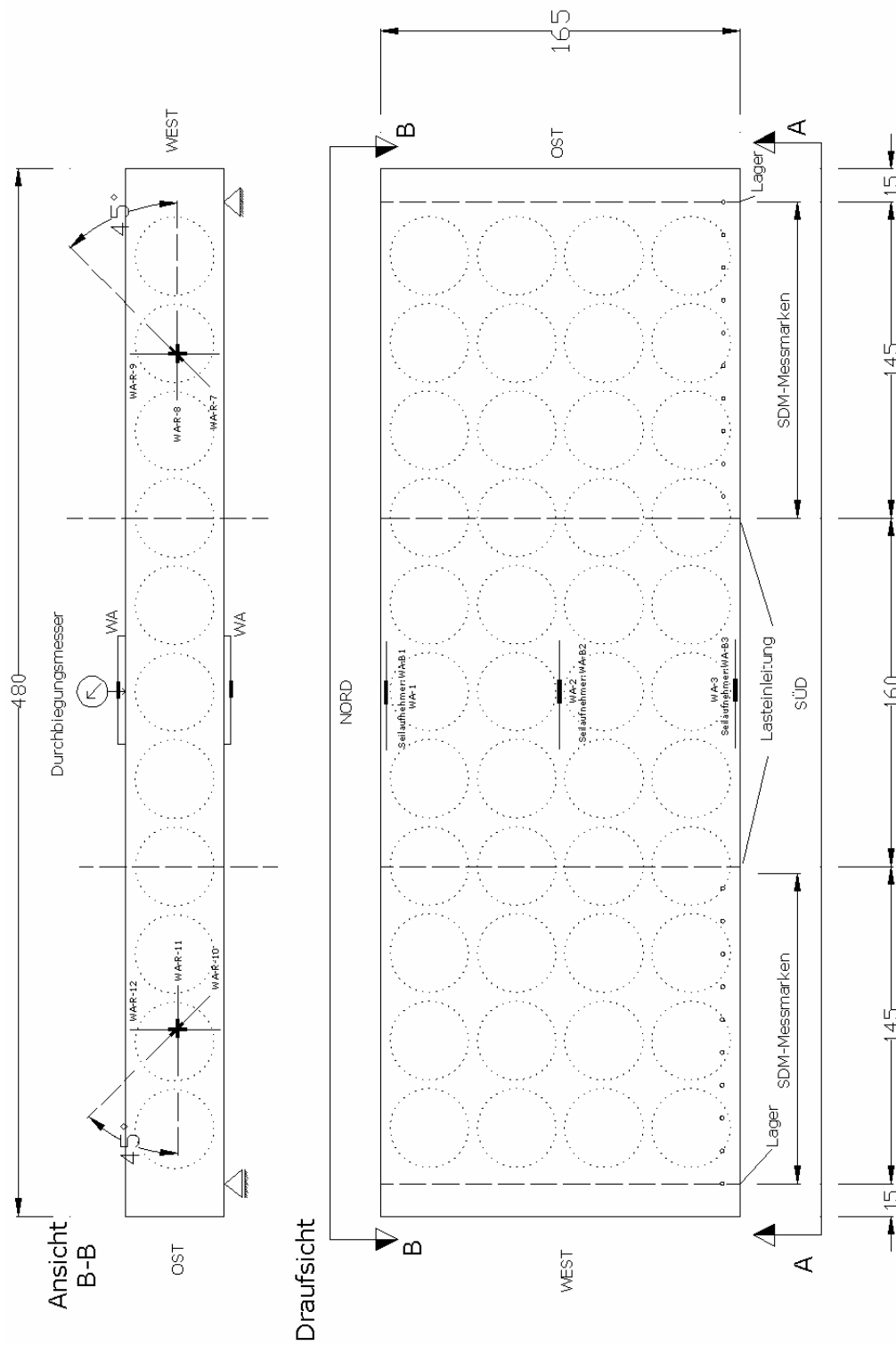
- [SCSC83] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.:
Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons. Beton- und Stahlbetonbau 78,
H. 3, S. 73-78, 1983
- [SCSC98] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.:
Konstruieren im Stahlbetonbau. Beton-Kalender 1998, S. 721-895
- [SPSC95] SPECHT, M.; SCHOLZ, H.:
Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit
im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der
Festigkeitsklassen C12 bis C115. Heft 453 des Deutschen Ausschusses für
Stahlbeton, Berlin 1995
- [SEVE93] SELBY, R. G.; VECCHIO, F. J.:
Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech.
Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993
- [STR97] STROBAND, J.:
Shear Capacity of High-Strength Concrete Beams with Shear Reinforcement.
Progress in Concrete Research, Vol. 5, 1997, TU Delft, Faculty of Civil
Engineering and Geosciences
- [TAY72] TAYLOR, H. P. J.:
Shear Strength of Large Beams, Journal of the Structural Division, November
1972, pp. 2473-2490
- [THÜ78] THÜRLIMANN, B.:
Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. CEB-Bulletin
No. 126, Paris, June 1978
- [TTJ87] THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ, A., JENSEN, J. J.:
Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design.
Erschienen in: Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete,
Trondheim, 1987
- [TUKÖ90] TUE, N. V.; KÖNIG, G.:
Calculating the Mean Bond and Steel Stress in Reinforced and Prestressed
Concrete Members. Darmstadt Concrete, Vol. 5, 1990
- [VAN91] VAN MIER, J. G.:
Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, Vol. 1, S. 27-40, 1991
- [VECO82] VECCHIO, F.; COLLINS, M. P.:
The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses.
Publication No. 82-03, University of Toronto 1982
- [VECO86] VECCHIO, J. V.; COLLINS, M. P.:
The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements
Subjected to Shear. ACI Journal, March-April 1986, pp. 219-231

- [WAL00] WALRAVEN, J.:
Design of structures with lightweight concrete:
Present status of revision of EC-2. 2nd International Symposium on Structural
Lightweight Aggregate Concrete, Kristiansand, Norway 2000, pp. 57-70
- [WAL80] WALRAVEN, J. C.:
Aggregate Interlock:
A Theoretical and Experimental Analysis. Doctoral Thesis, Delft University of
Technology, 1980
- [WAL90] WALRAVEN, J. C.:
Scale Effects in Beams with Unreinforced Webs, Loaded in Shear. Progress in
Concrete Research Vol. 1, Delft 1990, S. 103-112
- [WAME83] WALRAVEN, J., MERCX, W.:
The Bearing Capacity of Hollow Core Slabs, Heron Vol. 28, Delft, 1983
- [WAST94] WALRAVEN, J. C.; STROBAND, J.:
Shear Friction in High Performance Concrete, 1994
- [WAST99] WALRAVEN, J. C.; STROBAND, J.:
Shear Capacity of High Strength Concrete Beams with Shear Reinforcement.
5th International Symposium on Utilization of High Strength / High
Performance Concrete, Sandefjord, Norway 1999, pp. 693-700
- [WFP87] WALRAVEN, J. C.; FRENY, A.; PRUIJSSERS, A. F.:
Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity
of Concrete Members. PCI-Journal, 1987, No. 1
- [WUAG95] WALRAVEN, J. C.; UIJL, J. d.; AL-ZUBI, N.; GISBERS, J.:
Structural Lightweight Concrete. Heron, Vol. 40, 1995, No. 1, pp. 1-20
- [ZIE84] ZIENKIEWICZ, O. C.:
Methode der Finiten Elemente, Wien, Hanser Verlag, 1984
- [ZIN99] ZINK, M.:
Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und
ohne Vorspannung. Dissertation Universität Leipzig, 1999

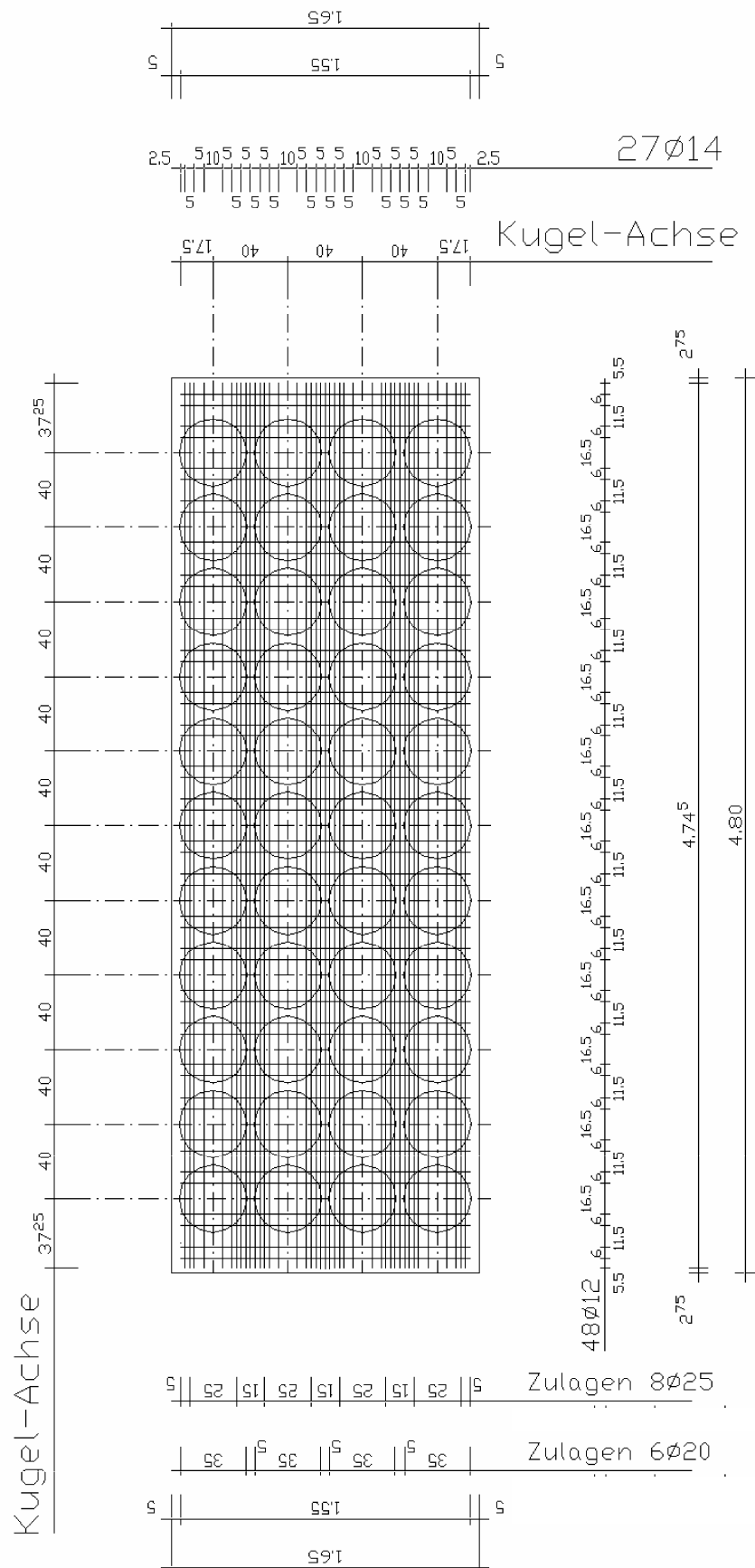
ANHANG A

**Versuche zum Querkrafttragverhalten zweiachsiger
Hohlkörperdecken ohne Querkraftbewehrung**

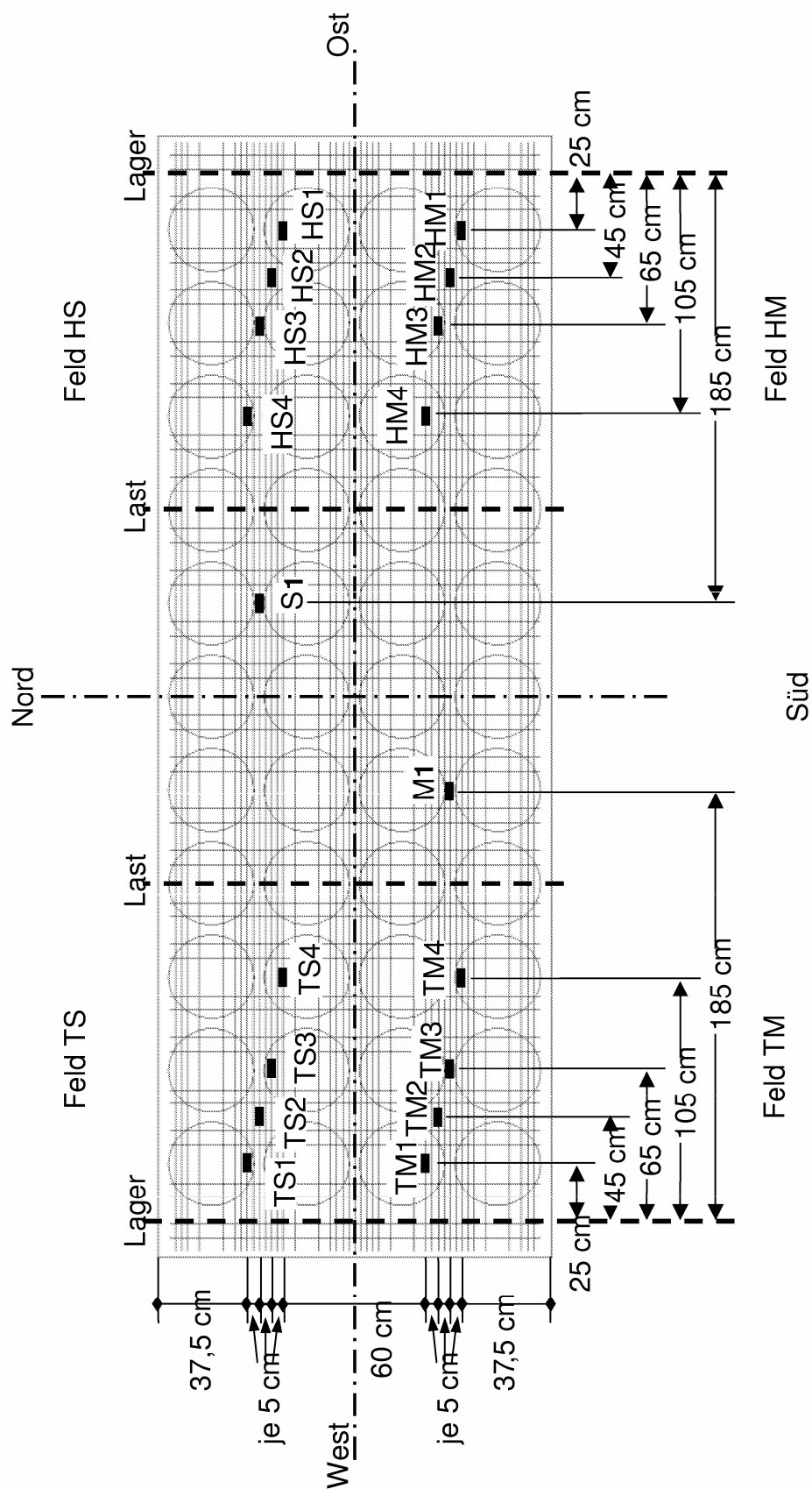
Geometrie und Messtechnik, Versuchskörper, Serie I



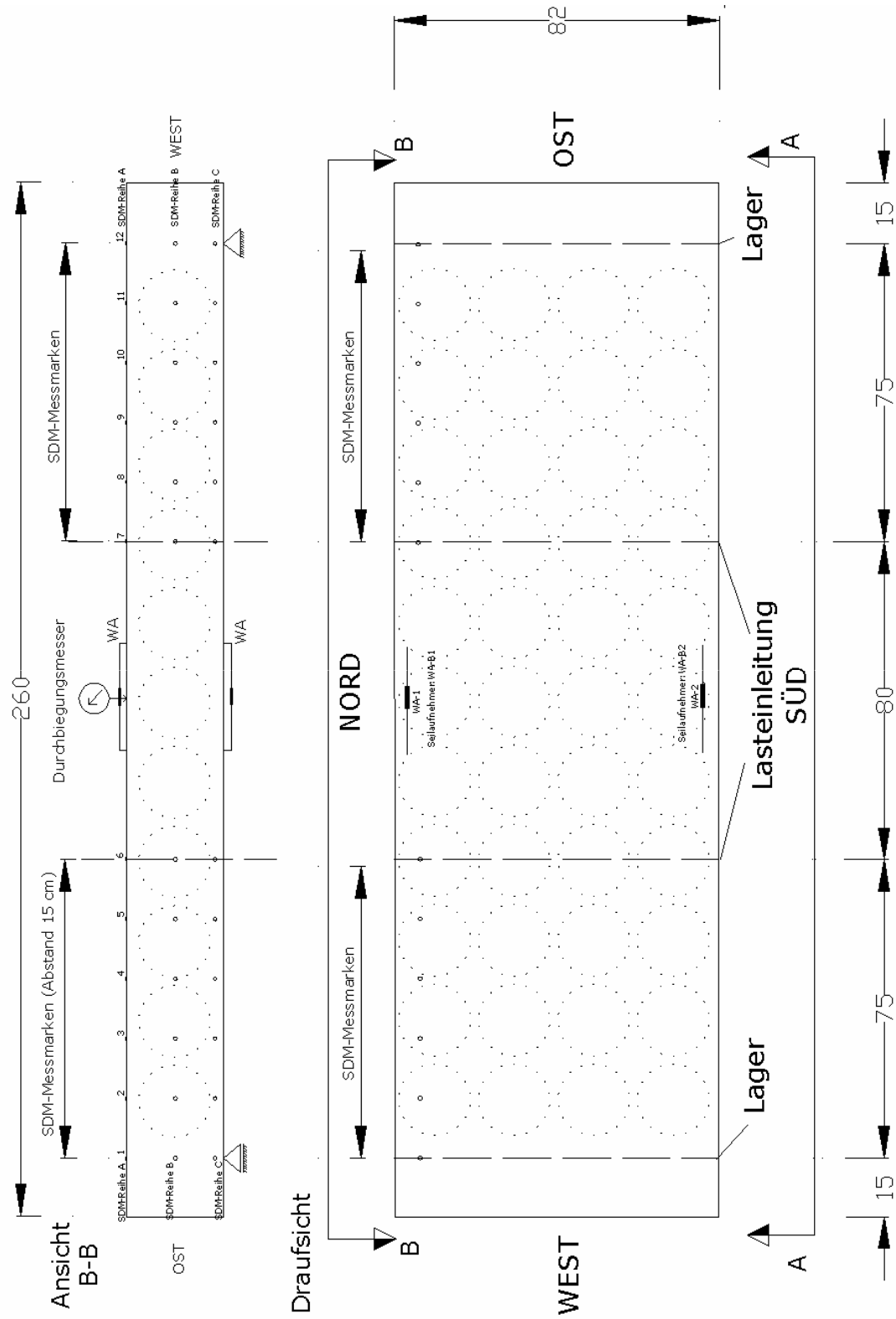
Bewehrungsplan, Serie I



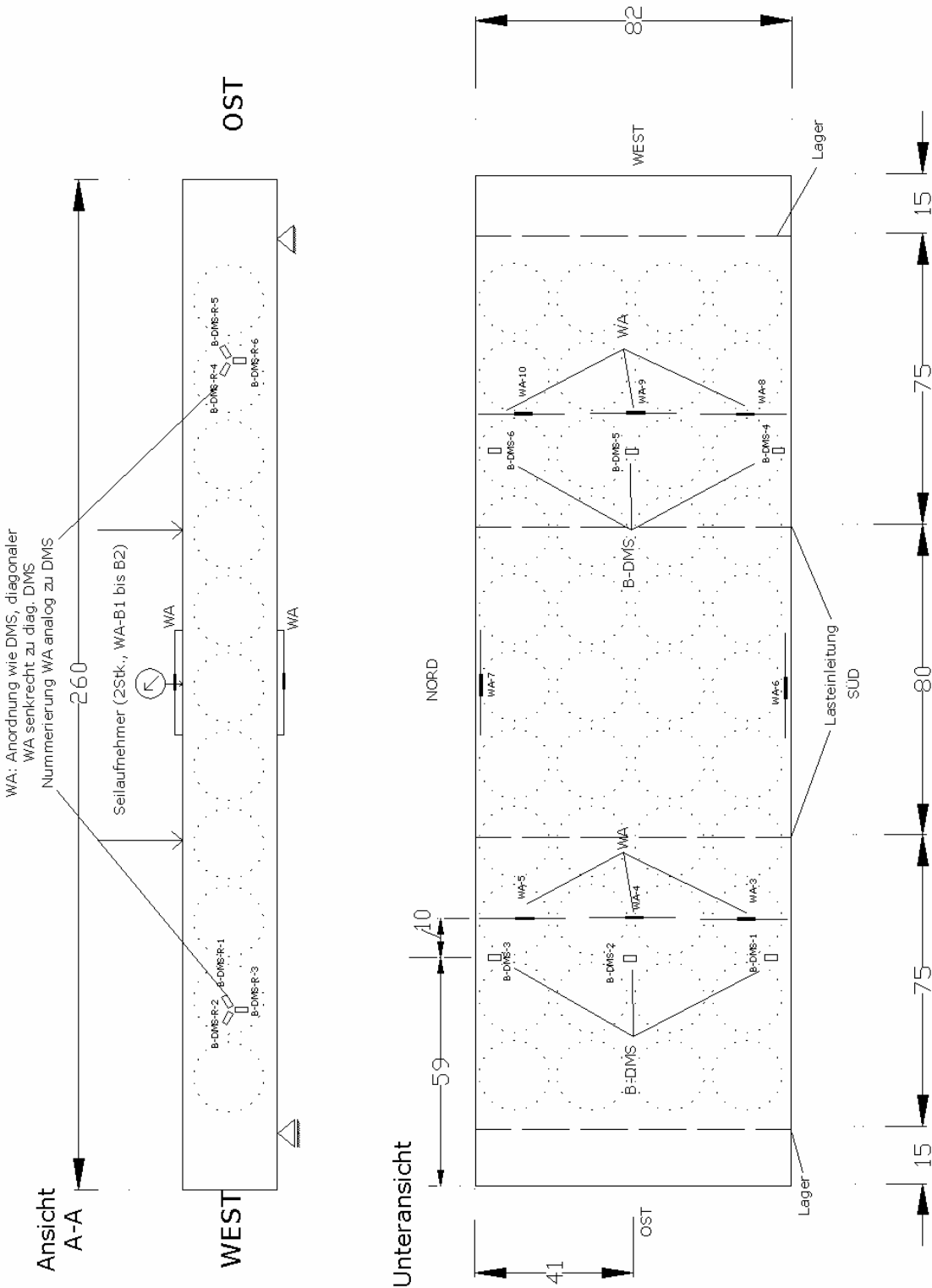
Lage der DMS auf der Biegebewehrung, Serie I



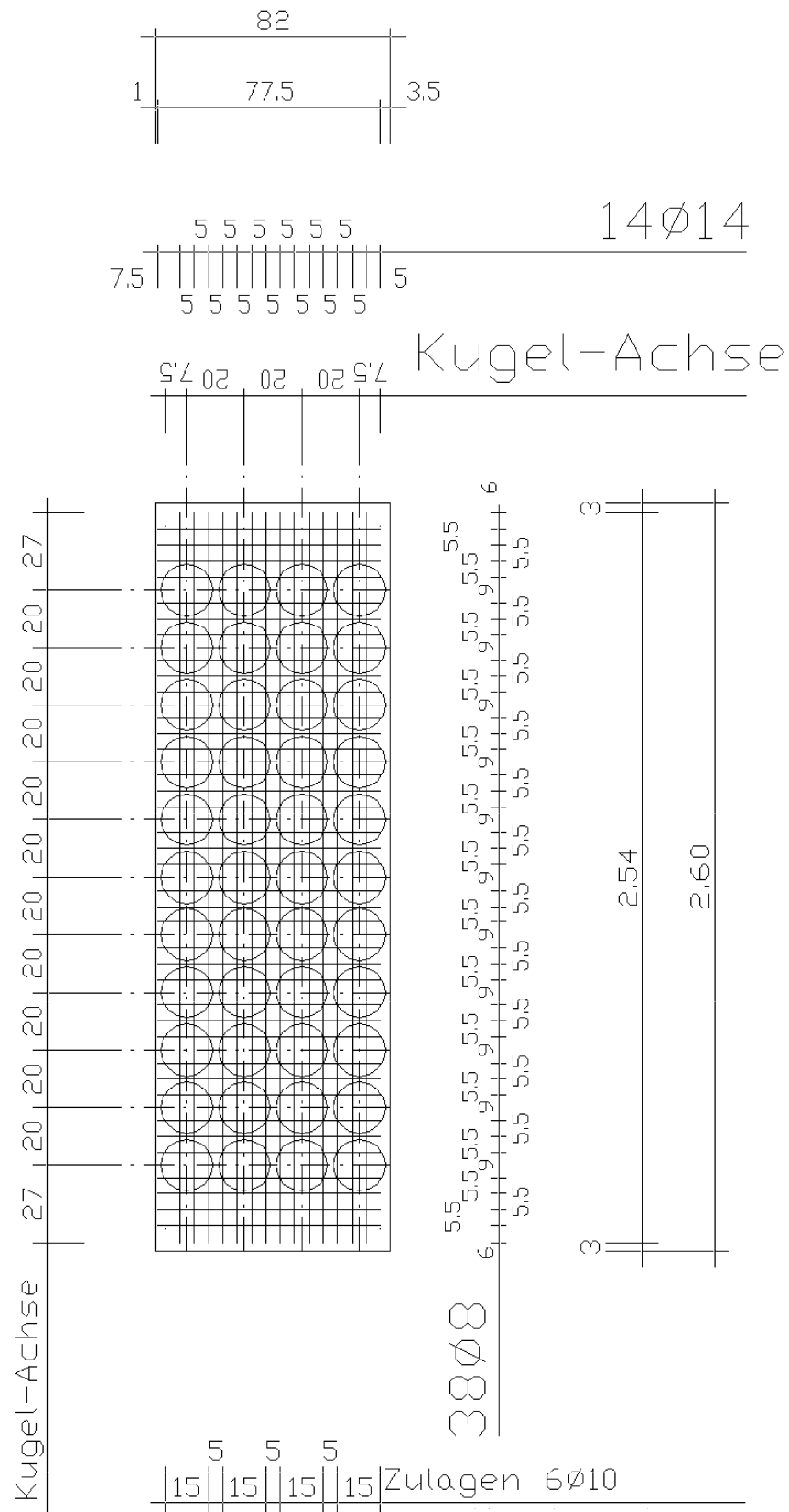
Geometrie und Messtechnik, Versuchskörper, Serie II



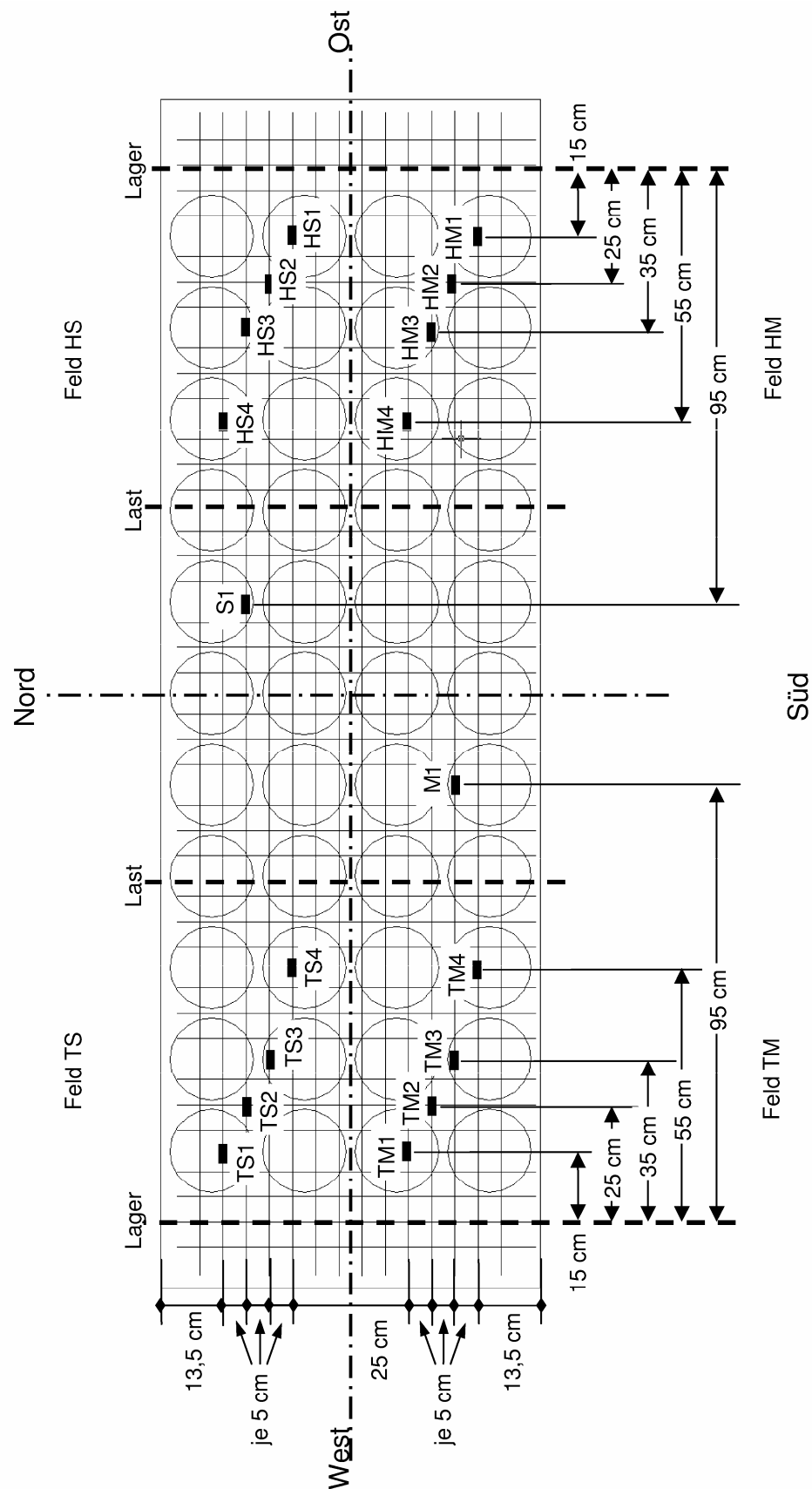
Geometrie und Messtechnik, Versuchskörper, Serie II

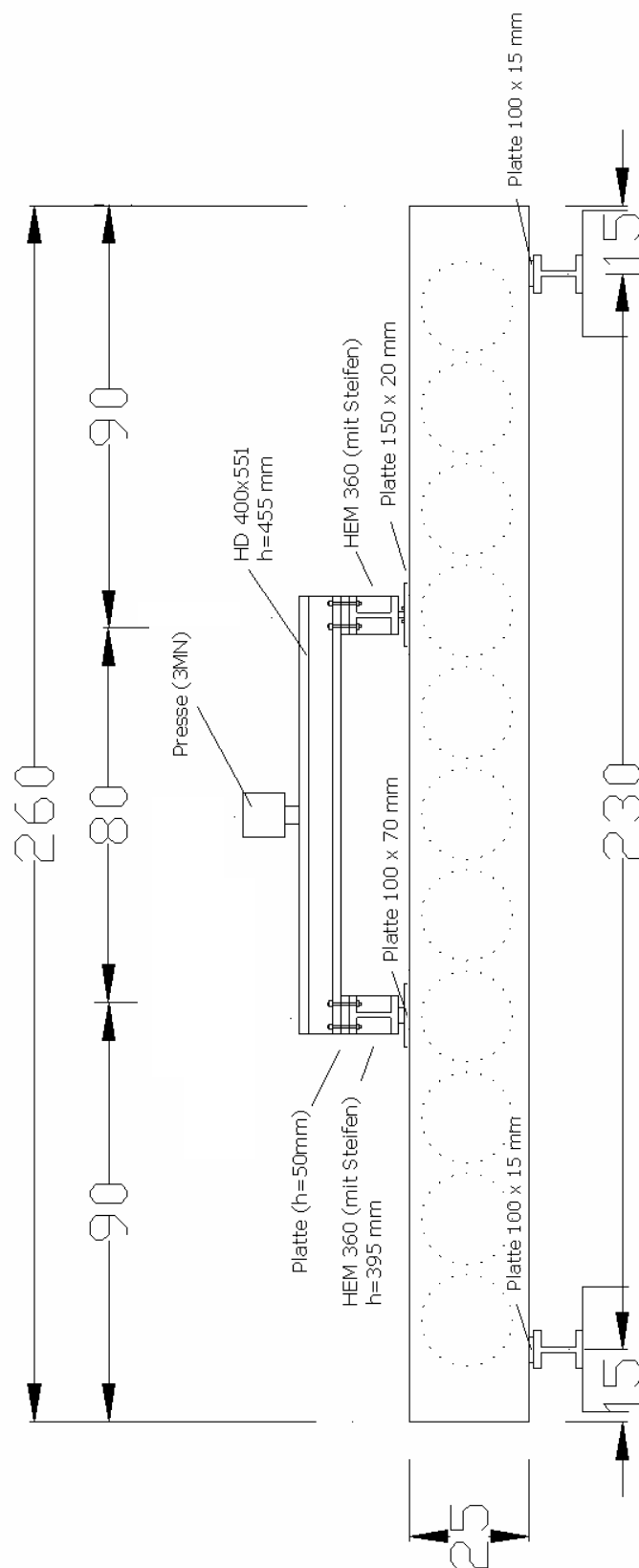


Bewehrungsplan, Serie II



Lage der DMS auf der Biegebewehrung, Serie II



Systemskizze, Versuchsaufbau, Serie II

ANHANG B

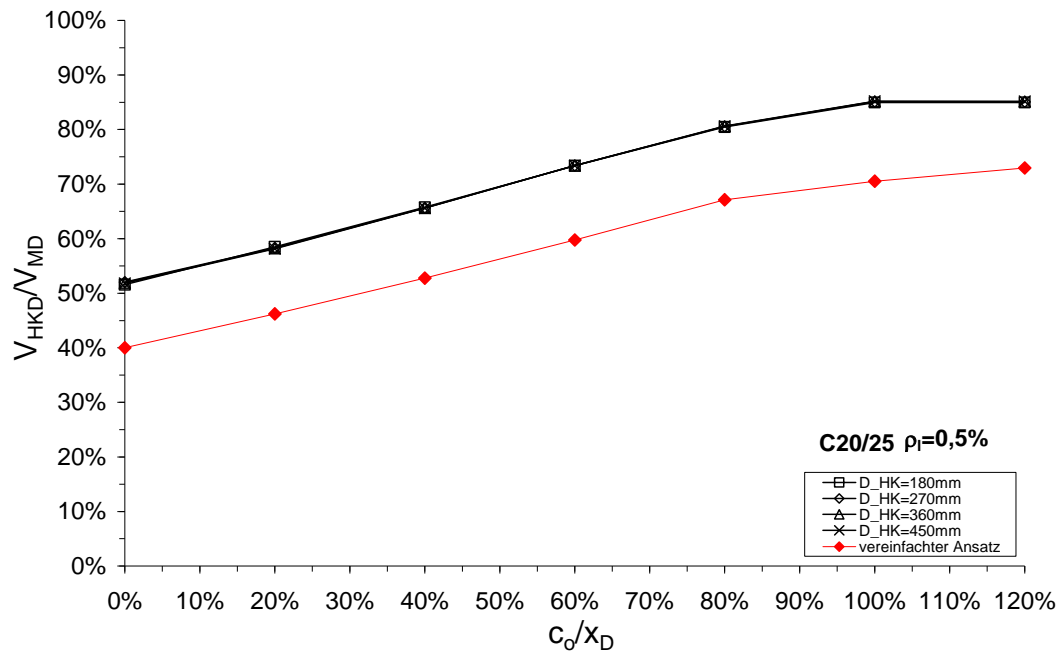
**Auswertung des Querkraftbemessungsansatzes für Bauteile ohne
Querkraftbewehrung**

Auswertung ausgewählter Literaturstellen

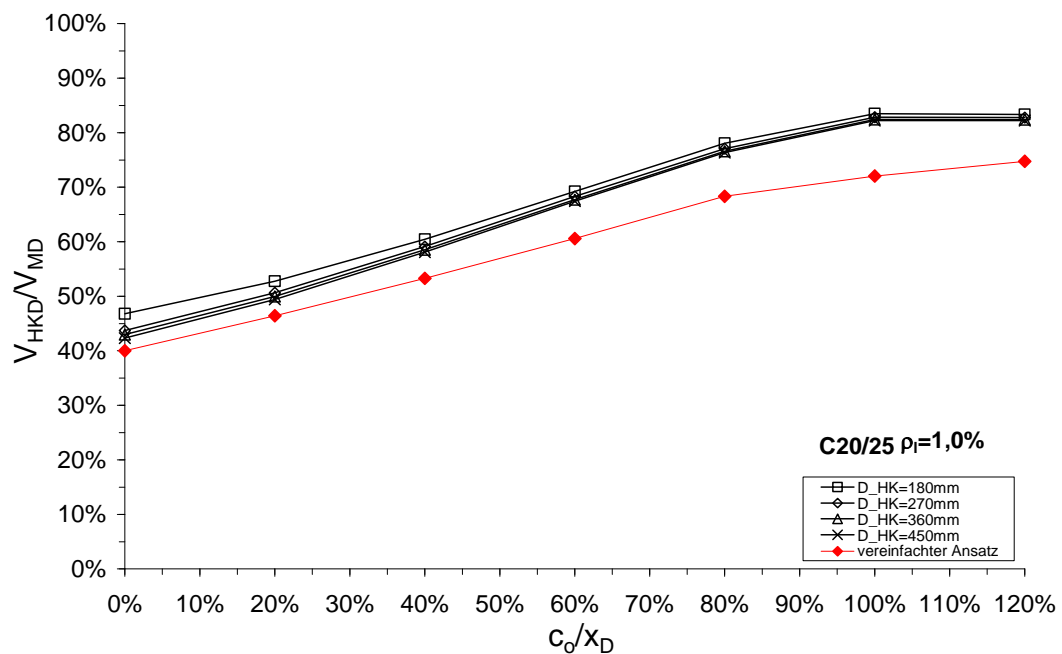
Autor	Nr.	d [mm]	a [mm]	a/d [-]	b [mm]	E _c [N/mm ²]	f _c [N/mm ²]	ρ _l [-]	V _{Test} [kN]	V _{calc} [kN]
Bhal (1968)	B1	297	900	3,03	240	26825	22,5	1,27%	71,5	80,0
Bhal (1968)	B2	600	1800	3,00	240	29105	28,8	1,26%	119,5	154,5
Bhal (1968)	B5	600	1800	3,00	240	28083	25,8	0,63%	106,0	133,7
Grimm, R. (1997)	s1.1	153	570	3,73	300	41867	85,6	1,34%	70,1	70,5
Grimm, R. (1997)	s1.2	152	570	3,75	300	42037	86,6	2,22%	75,8	83,6
Grimm, R. (1997)	s1.3	146	570	3,90	300	42417	89,0	4,22%	98,6	129,3
Grimm, R. (1997)	s2.2	348	1230	3,53	300	42052	86,7	1,88%	187,1	177,1
Grimm, R. (1997)	s2.3	348	1230	3,53	300	42417	89,0	0,94%	123,1	131,2
Grimm, R. (1997)	s3.3	746	2630	3,53	300	42523	89,7	0,83%	192,8	236,9
Grimm, R. (1997)	s4.1	153	570	3,73	300	44869	105,4	1,34%	74,2	74,9
Grimm, R. (1997)	s4.2	152	570	3,75	300	44869	105,4	2,22%	90,3	87,1
Grimm, R. (1997)	s4.3	146	570	3,90	300	44869	105,4	4,22%	122,3	126,5
Leonhardt (1962)	**4	270	675	2,50	190	28680	27,5	2,07%	87,4	76,5
Leonhardt (1962)	5	270	810	3,00	190	28680	27,5	2,07%	76,5	81,9
Leonhardt (1962)	6	270	1080	4,00	190	28680	27,5	2,07%	67,7	73,4
Leonhardt (1962)	**7-1	278	1390	5,00	190	29129	28,8	2,01%	61,2	67,3
Leonhardt (1962)	**8-1	278	1668	6,00	190	29155	28,9	2,01%	64,3	66,7
Leonhardt (1962)	**EA1	270	751	2,78	190	25548	19,4	1,82%	58,0	64,7
Leonhardt (1962)	D2/2	140	420	3,00	100	31016	34,8	1,62%	22,9	20,6
Leonhardt (1962)	D3/2	210	630	3,00	150	31357	36,0	1,62%	42,5	46,8
Leonhardt (1962)	D4/1	280	840	3,00	200	30452	32,9	1,62%	73,9	80,8
Leonhardt (1962)	C1	150	450	3,00	100	31515	36,5	1,34%	21,3	21,4
Leonhardt (1962)	C2	300	900	3,00	150	31515	36,5	1,34%	64,5	55,0
Rommel (1991)	s1_1	165	660	4,00	150	41073	80,8	1,87%	46,3	43,6
Rommel (1991)	s1_2	165	505	3,06	150	41073	80,8	1,87%	48,0	45,4
Rommel (1991)	s1_4	160	640	4,00	150	40979	80,3	4,09%	57,6	62,8
Rommel (1991)	s1_5	160	490	3,06	150	40979	80,3	4,09%	60,2	60,2

Auswertung Versagensmodell

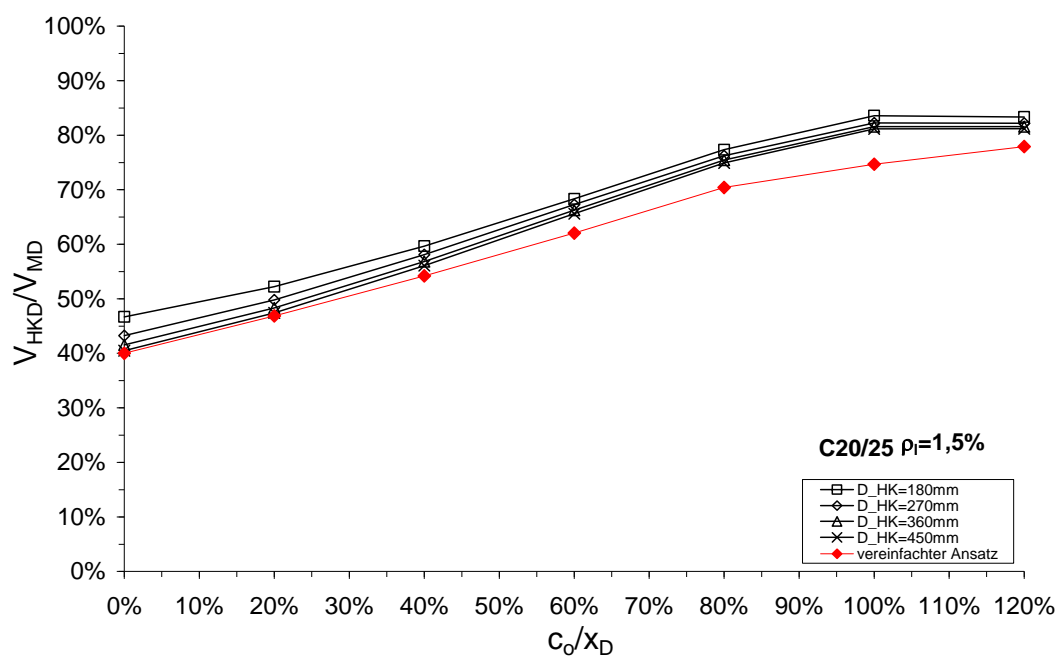
C20/25, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



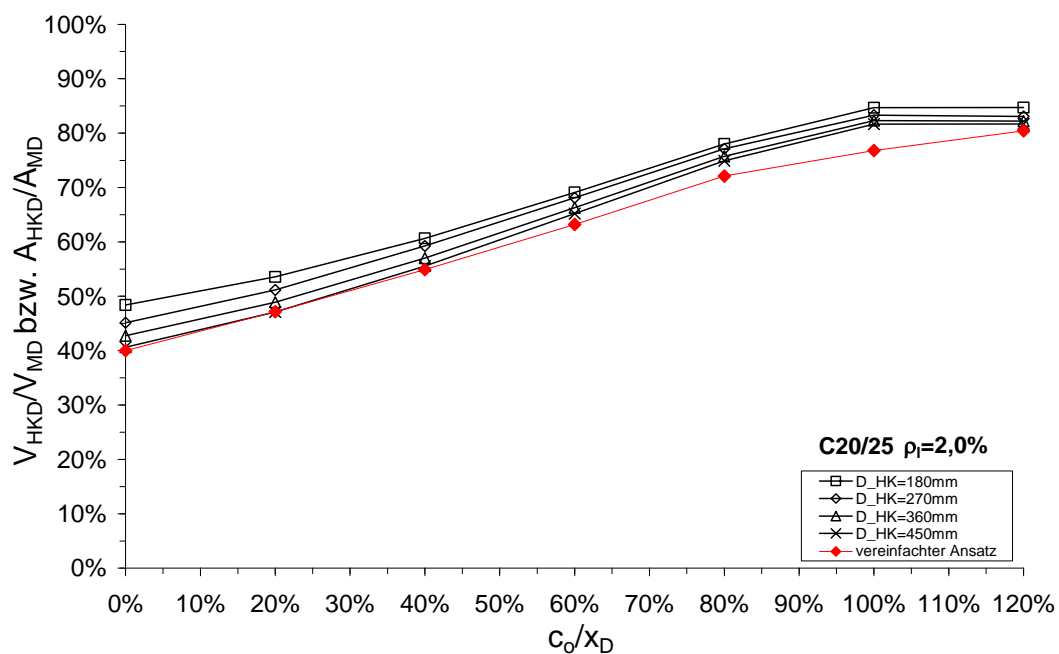
C20/25, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



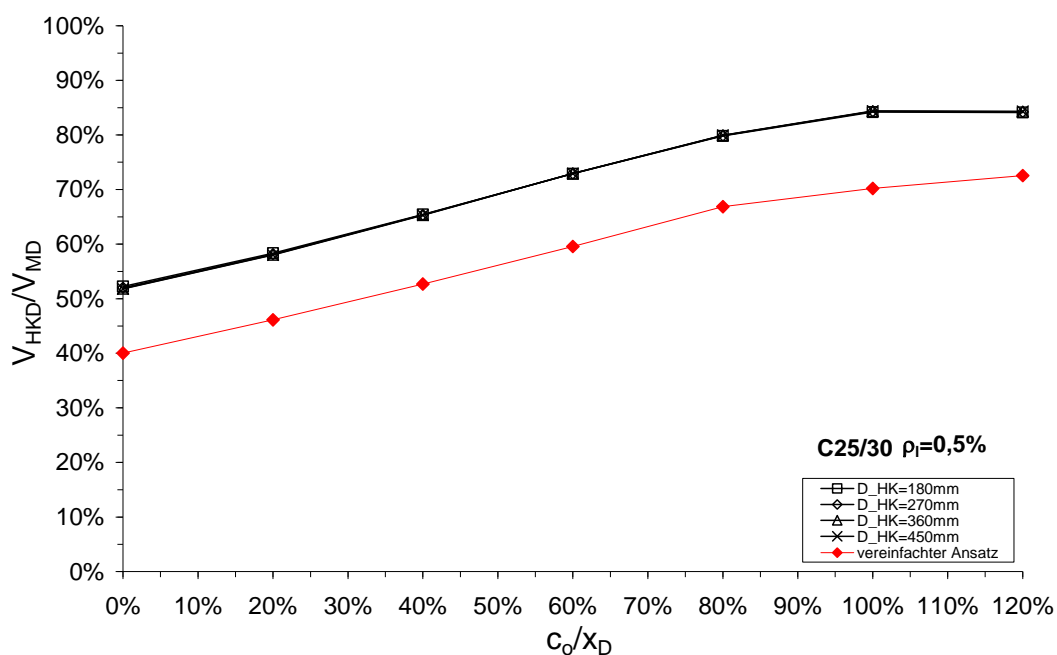
C20/25, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,5\%$:



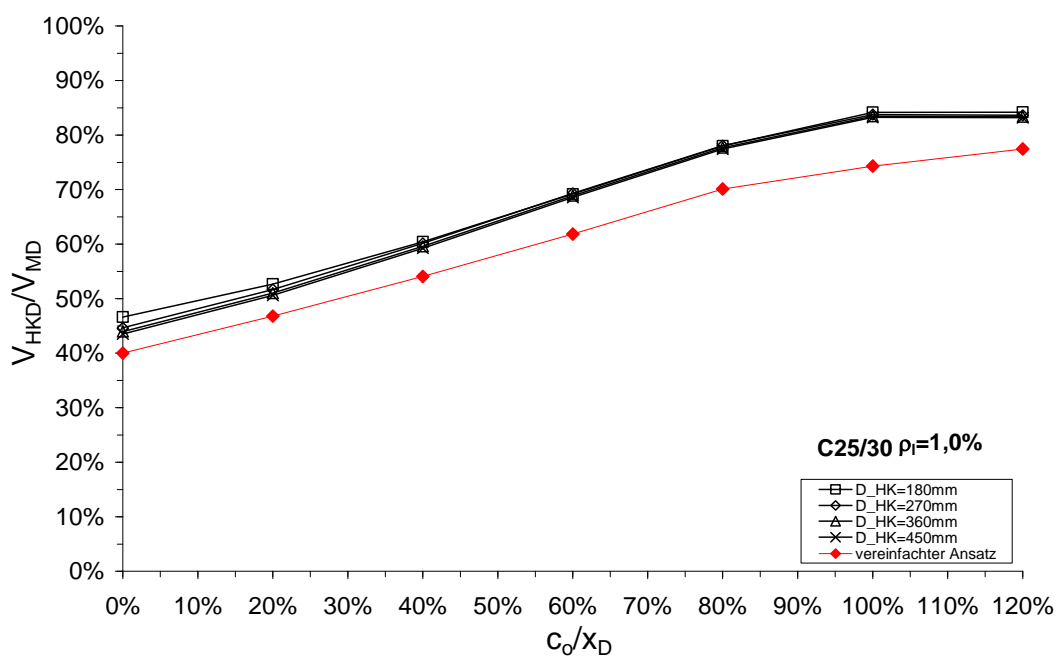
C20/25, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=2,0\%$:



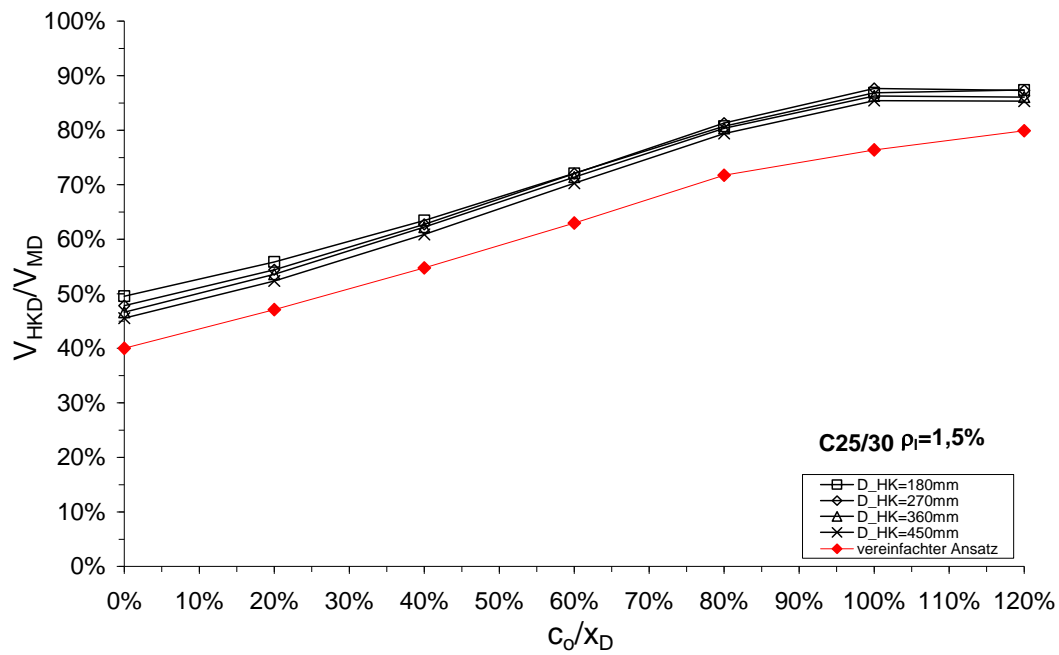
C25/30, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



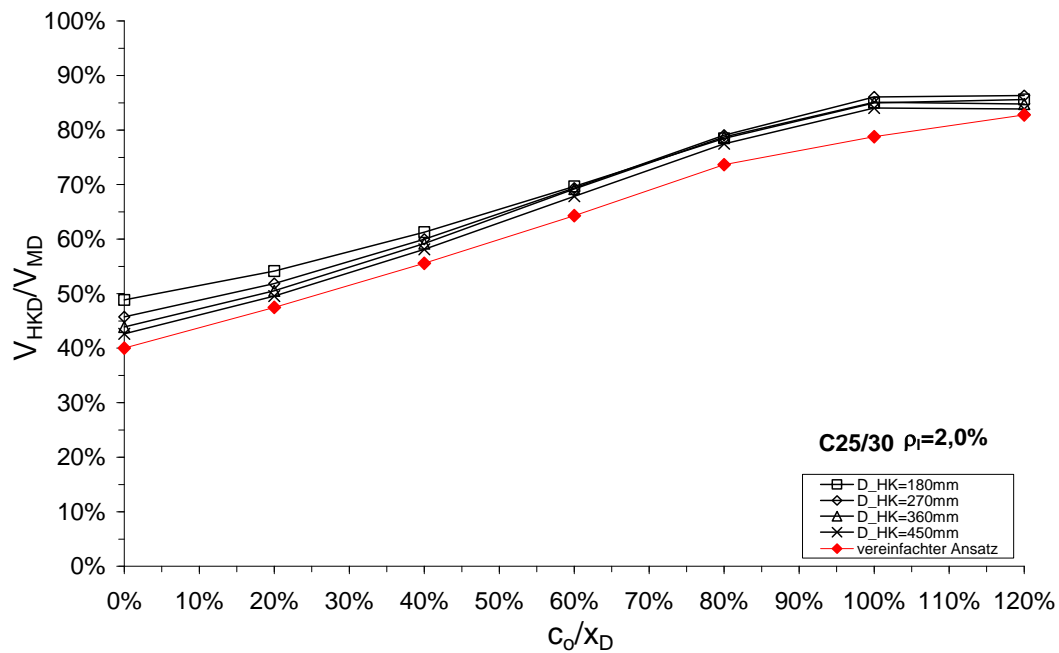
C25/30, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



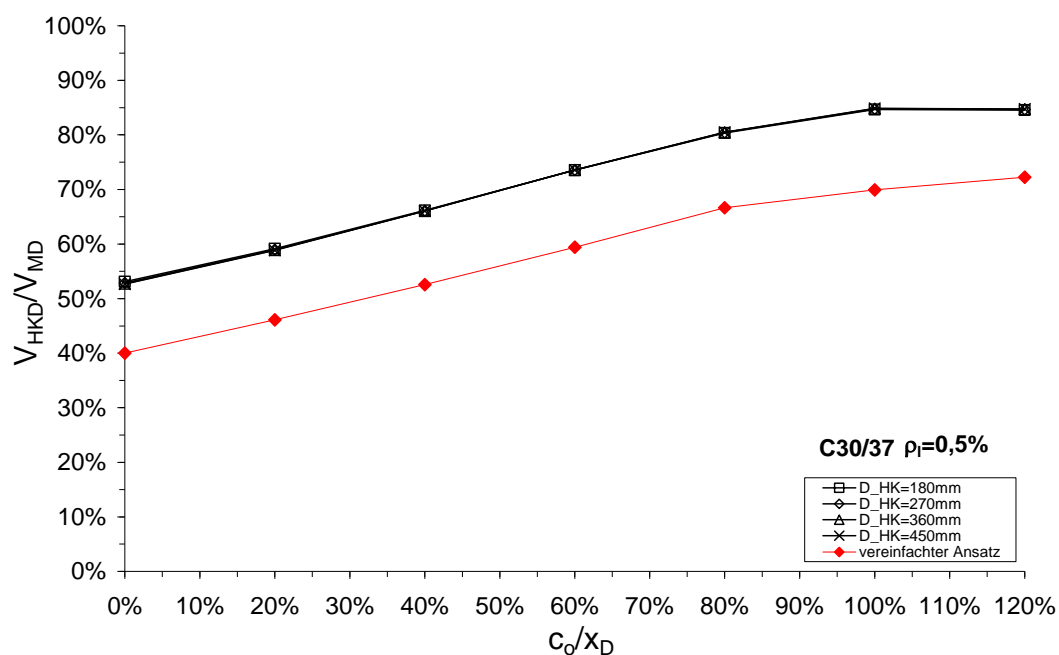
C25/30, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,5\%$:



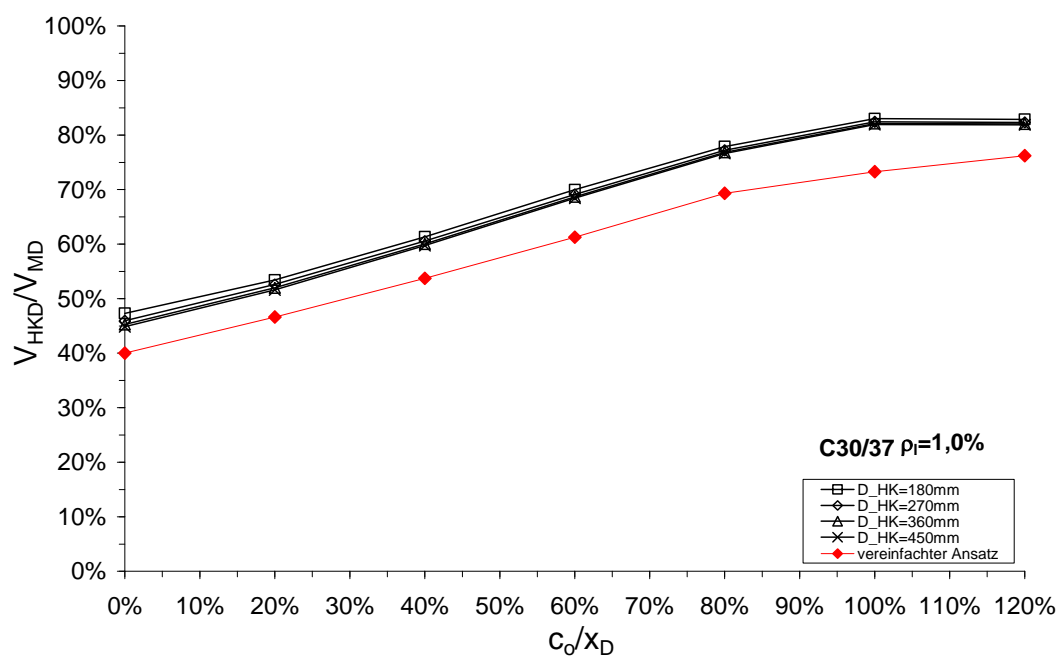
C25/30, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=2,0\%$:



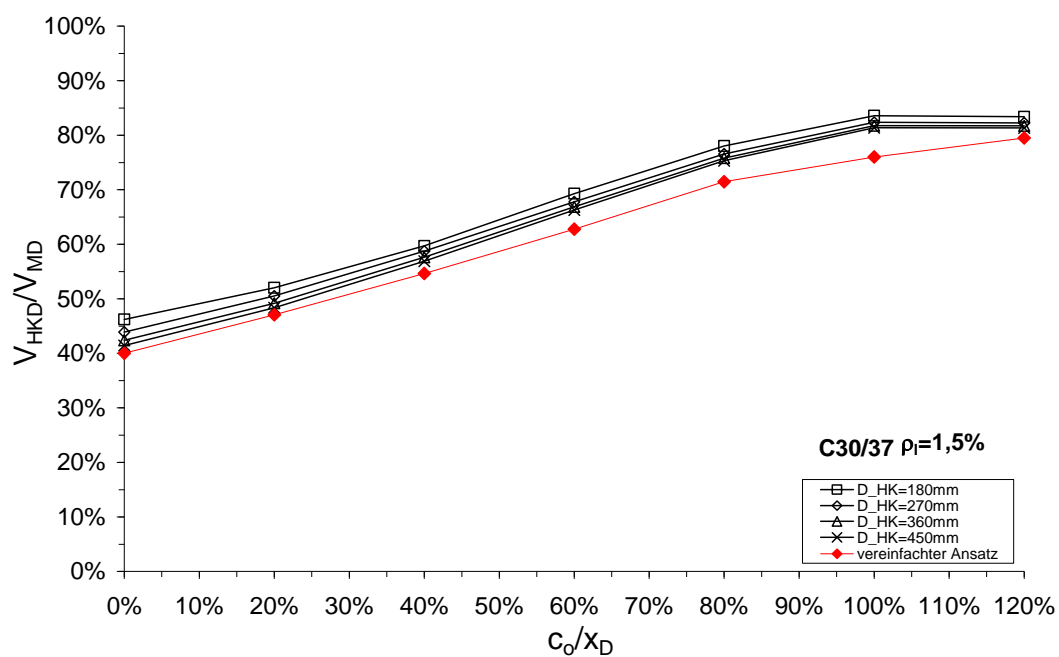
C30/37, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



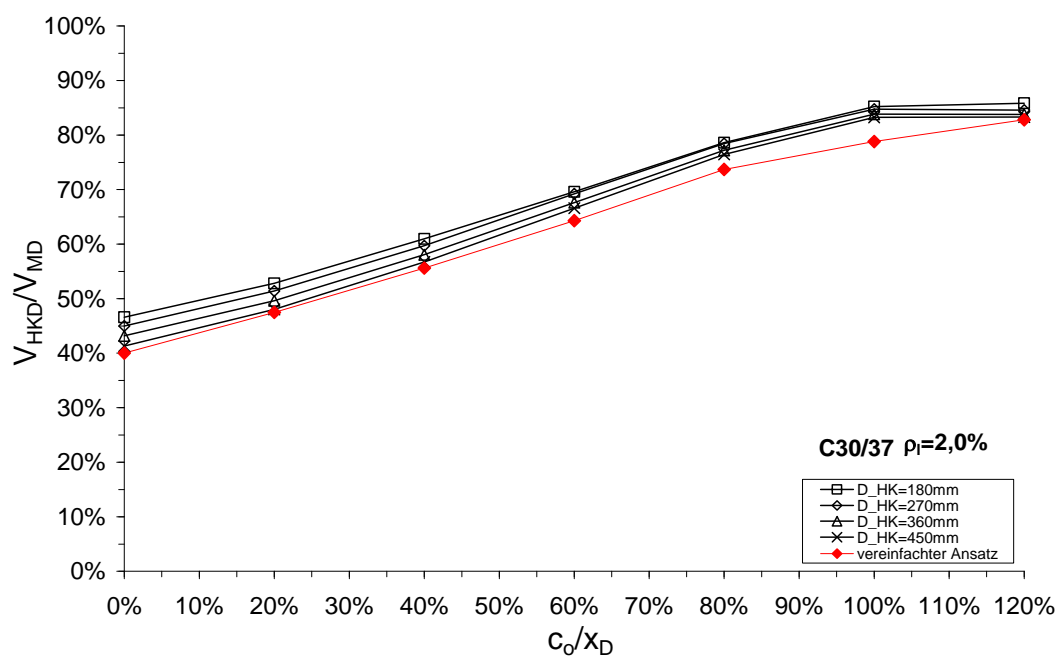
C30/37, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



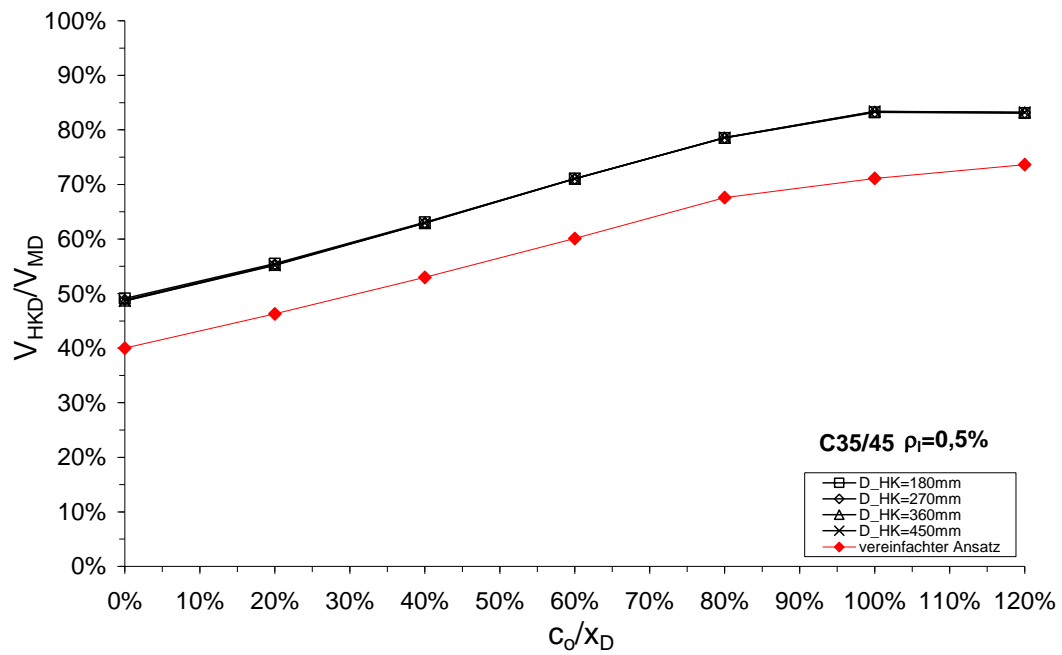
C30/37, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,5\%$:



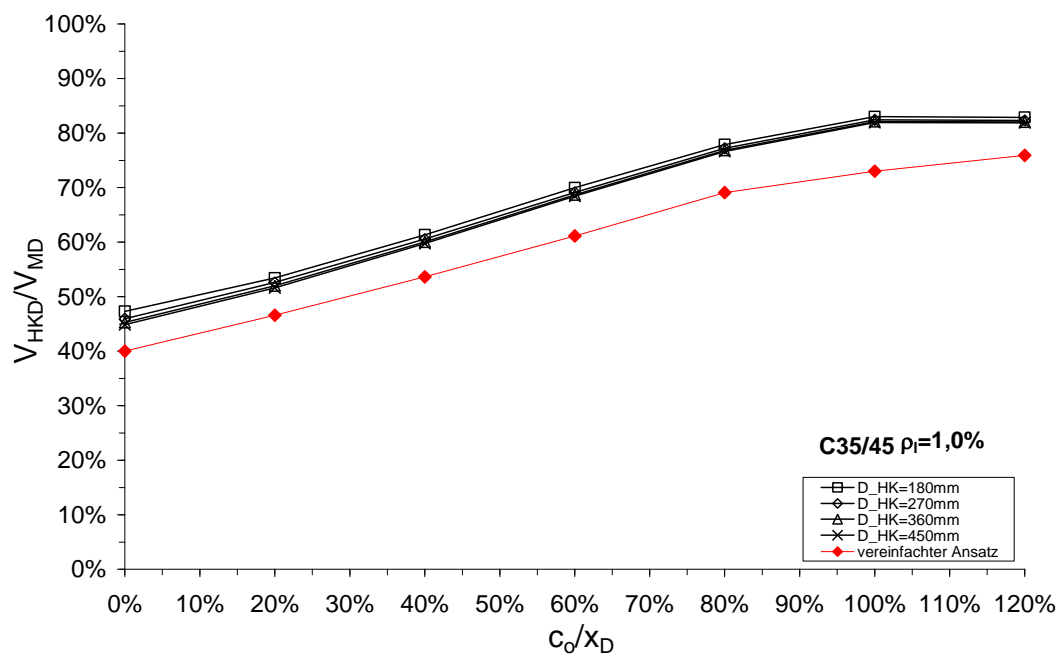
C30/37, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=2,0\%$:



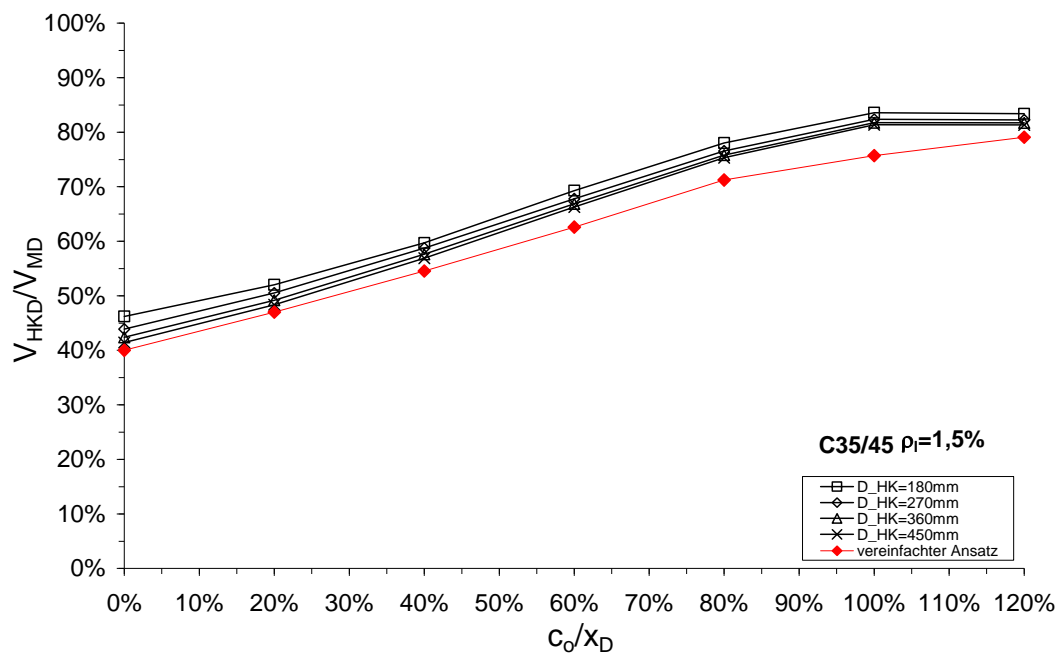
C35/45, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



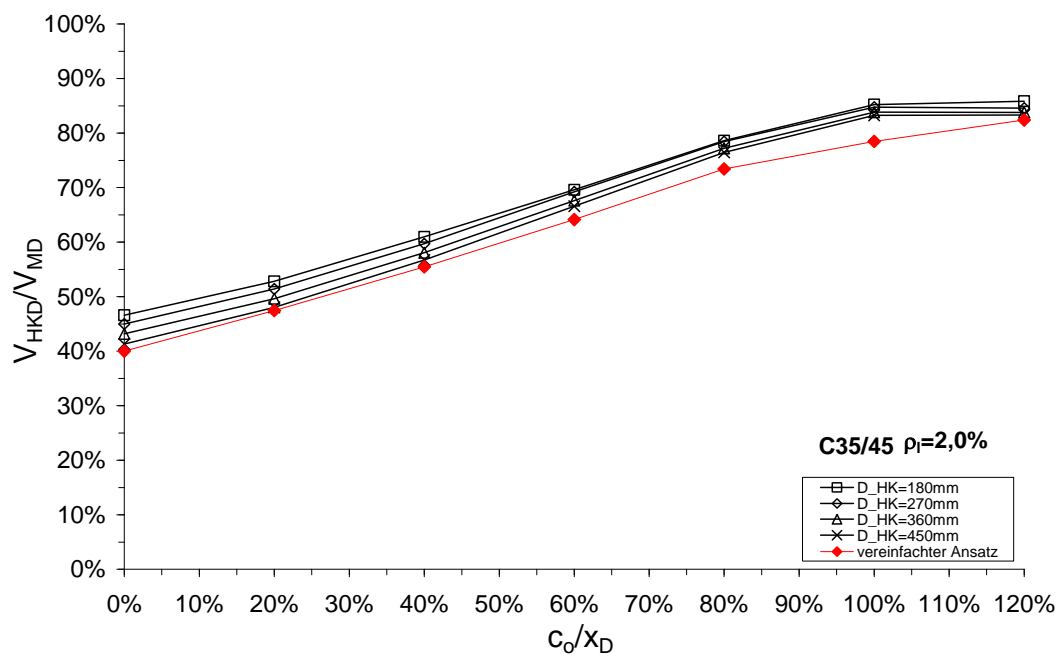
C35/45, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



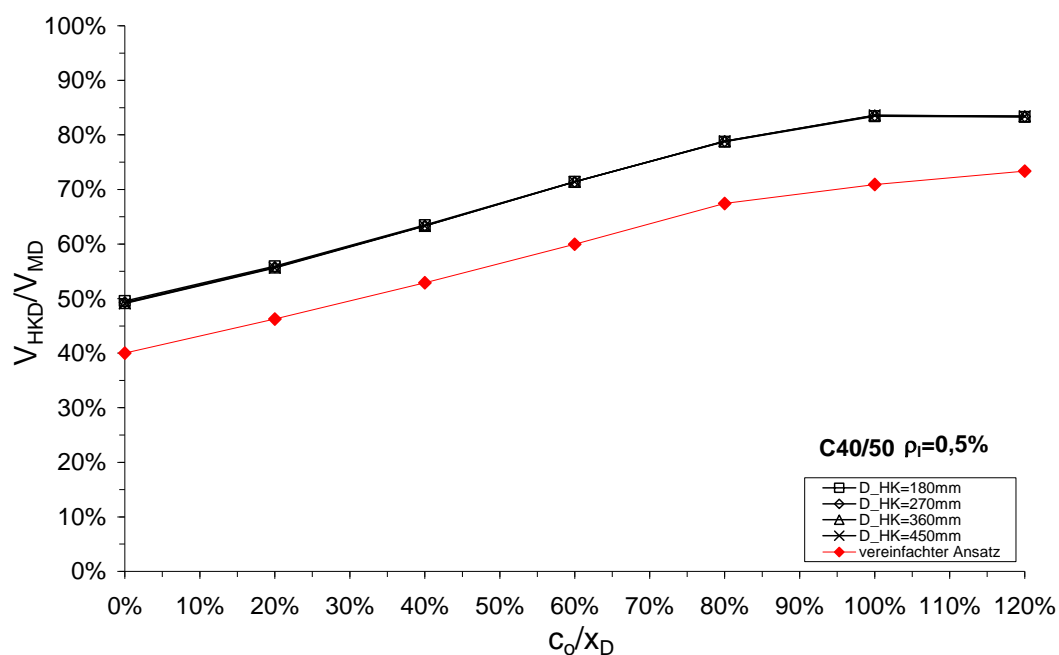
C35/45, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,5\%$:



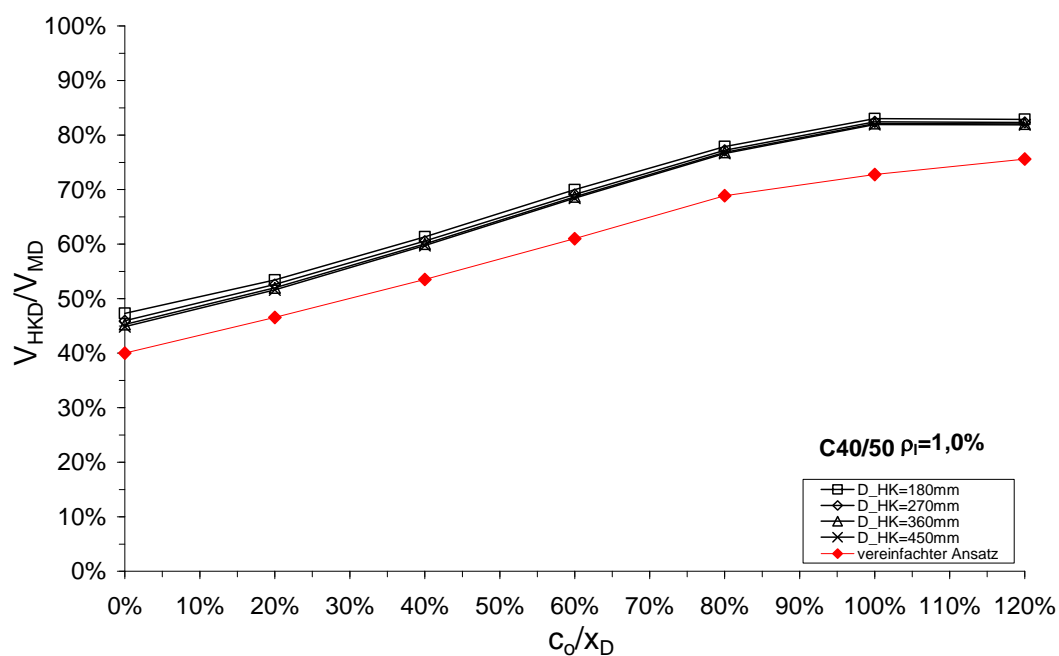
C35/45, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=2,0\%$:



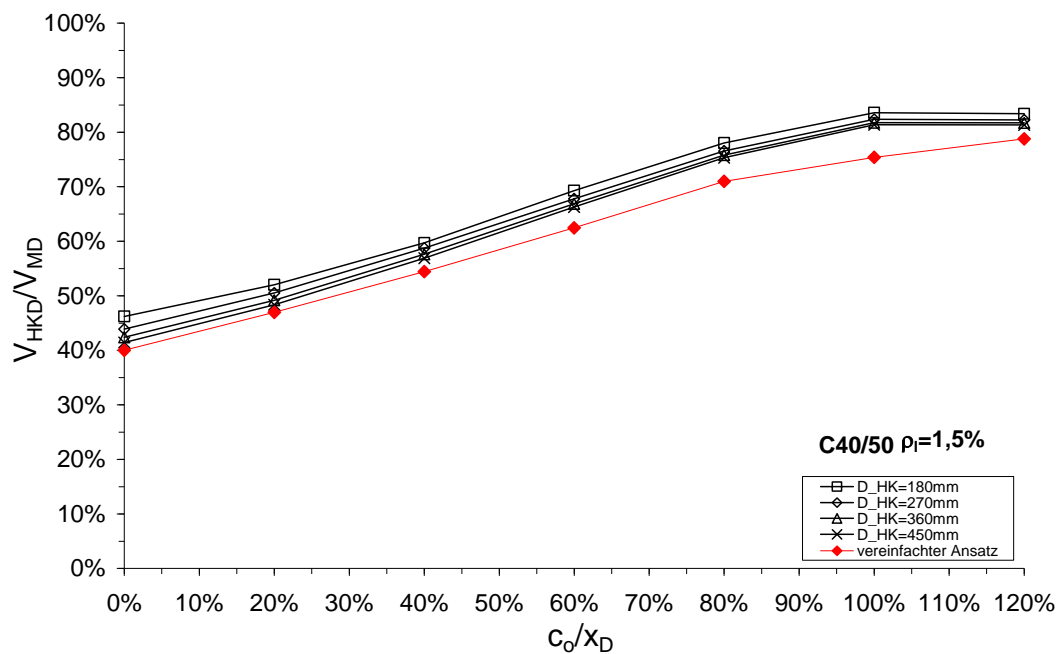
C40/50, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



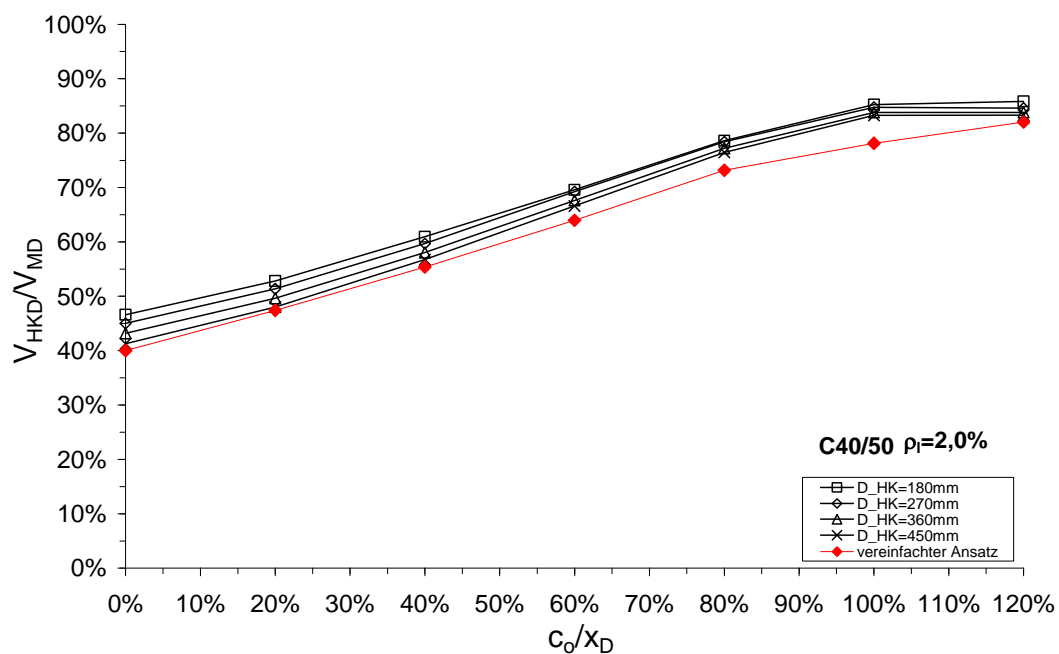
C40/50, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



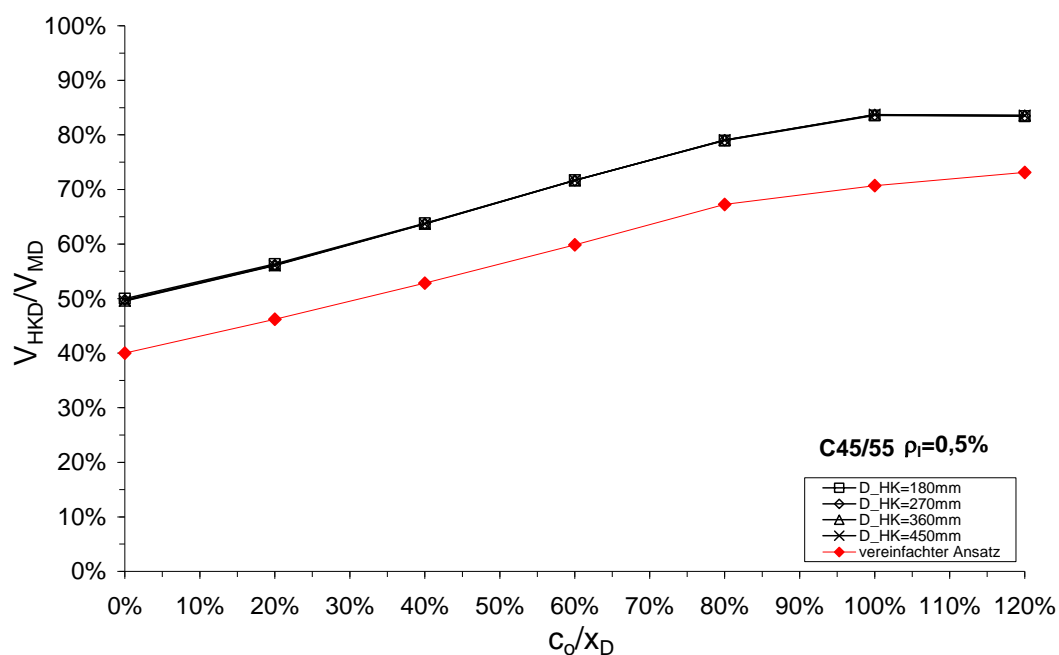
C40/50, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,5$ %:



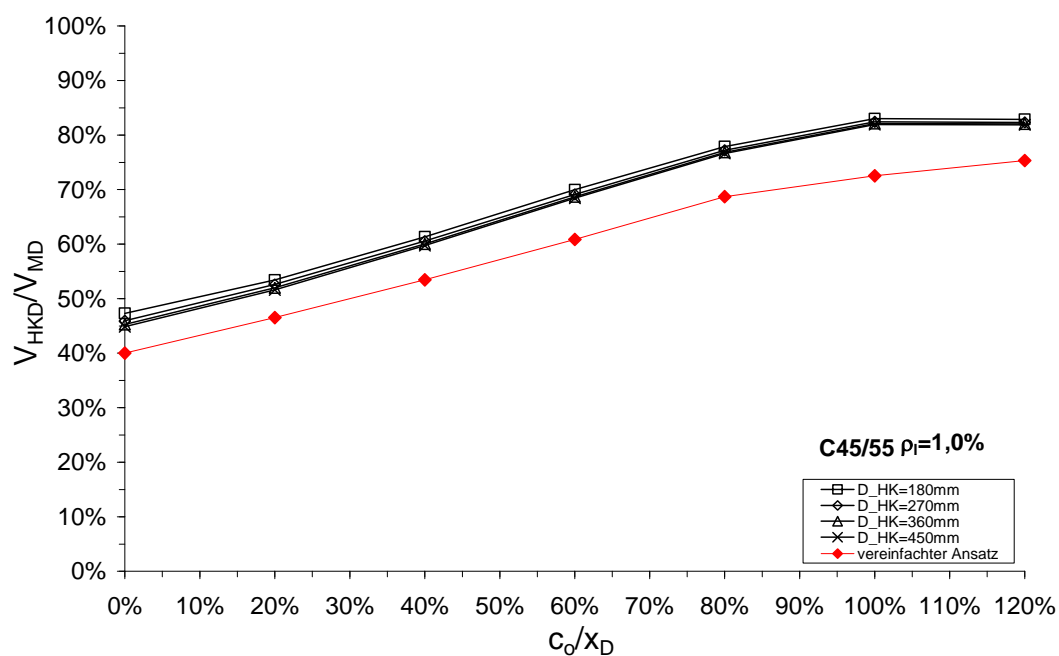
C40/50, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=2,0$ %:



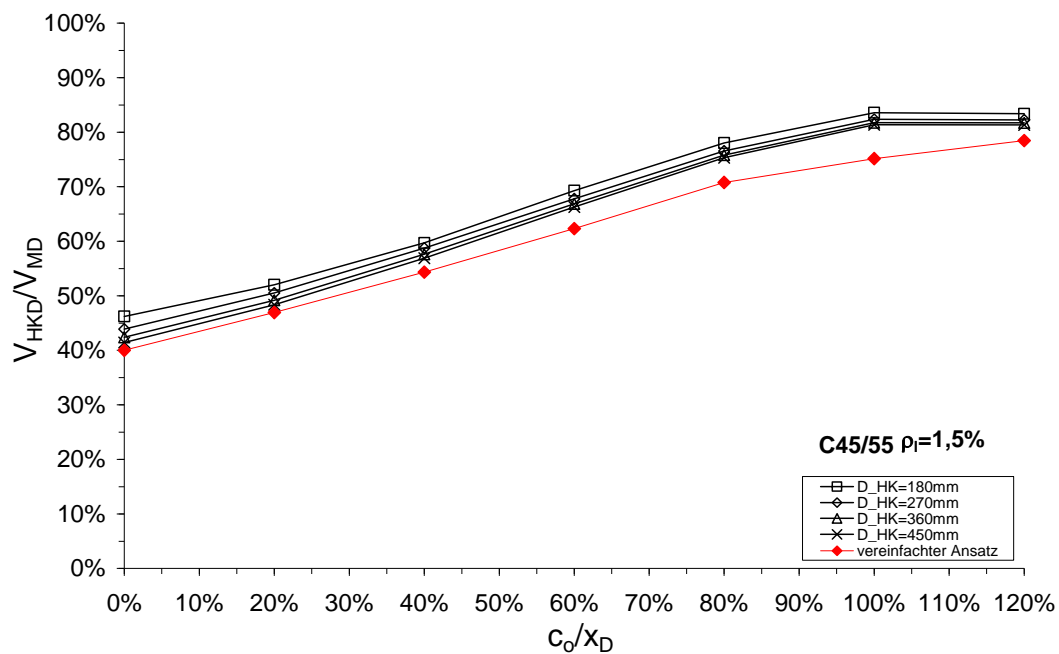
C45/55, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



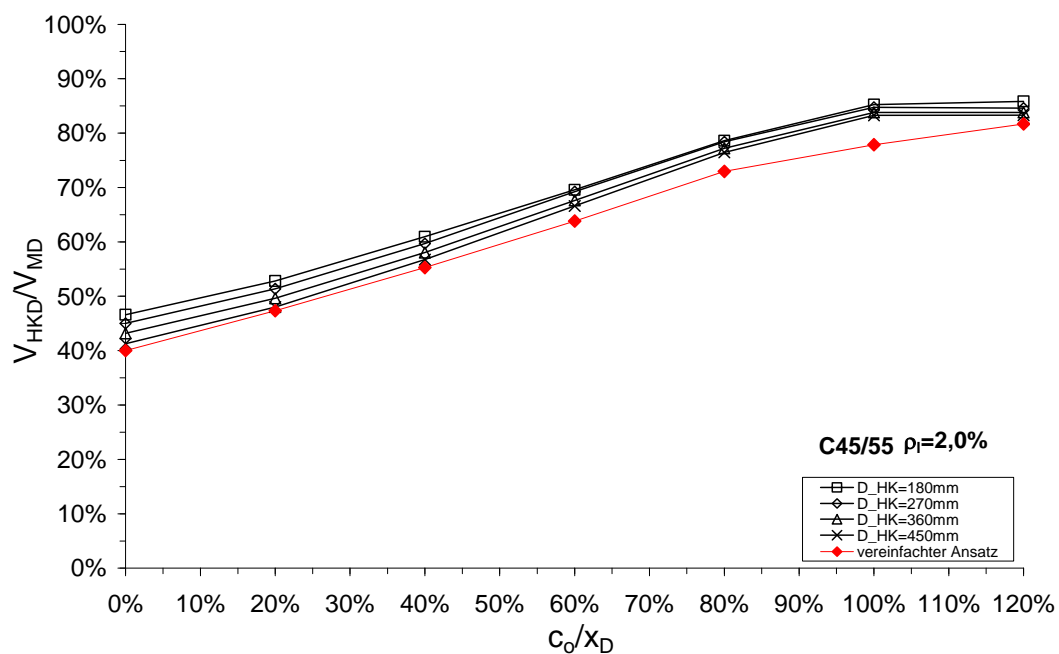
C45/55, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



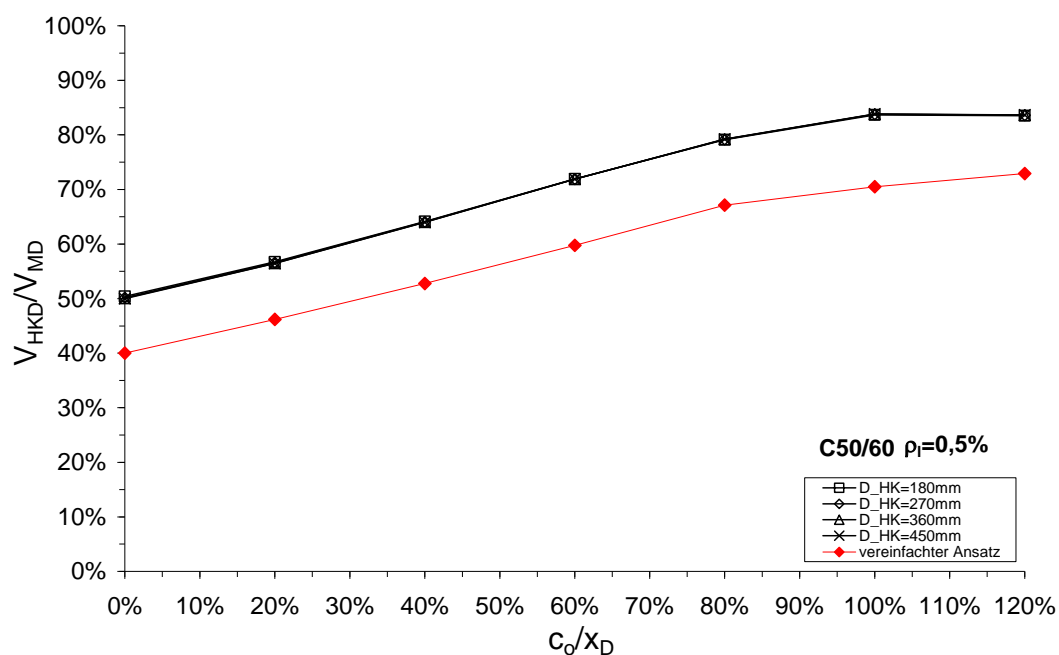
C45/55, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,5\%$:



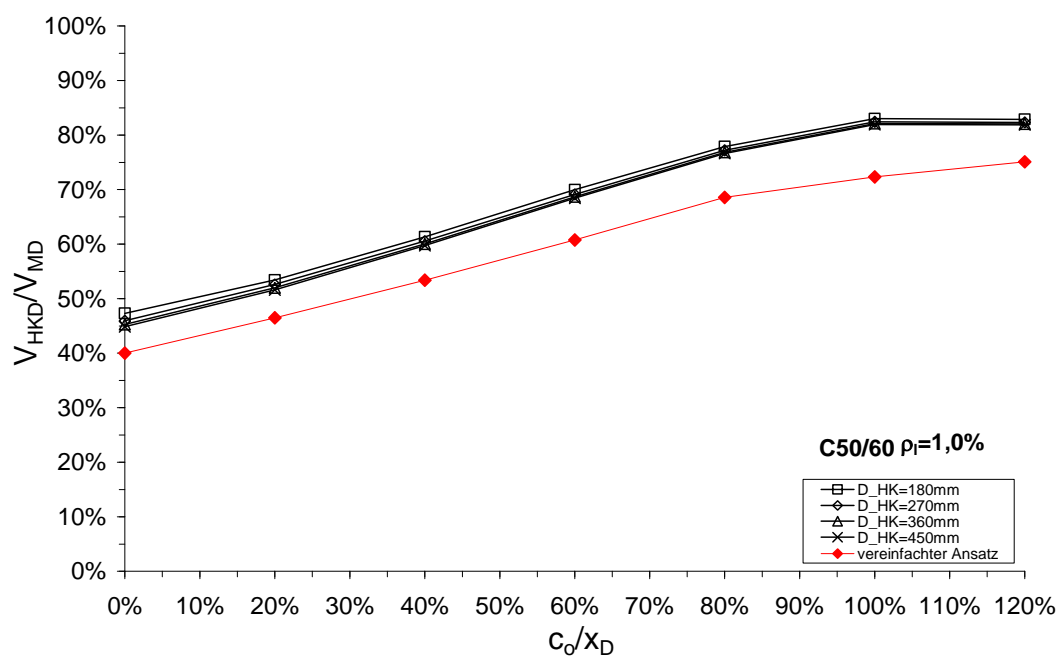
C45/55, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=2,0\%$:



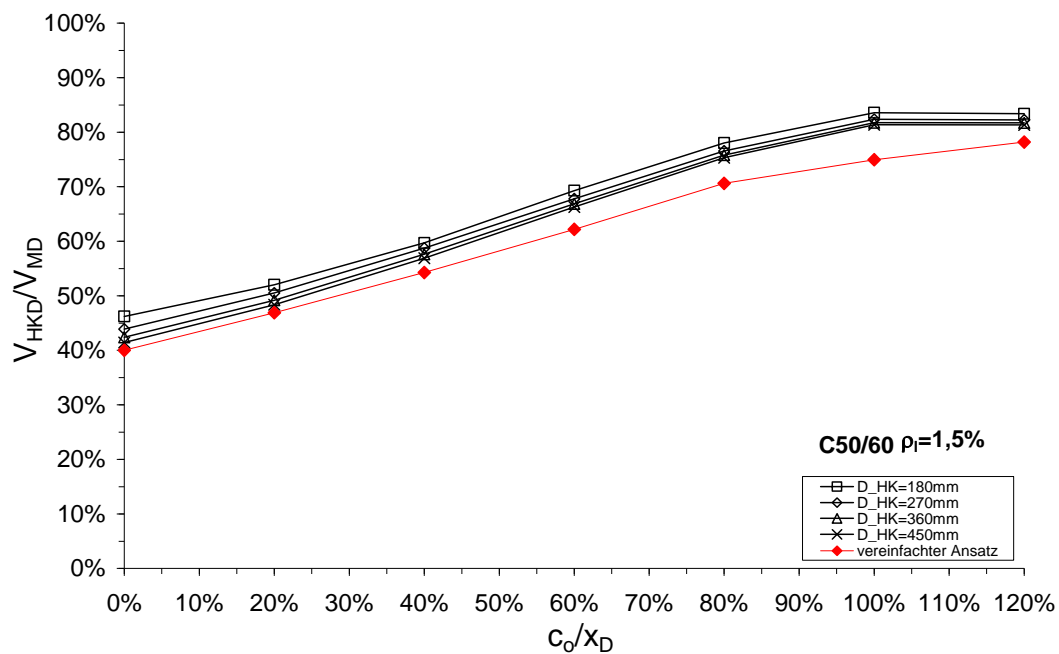
C50/60, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=0,5\%$:



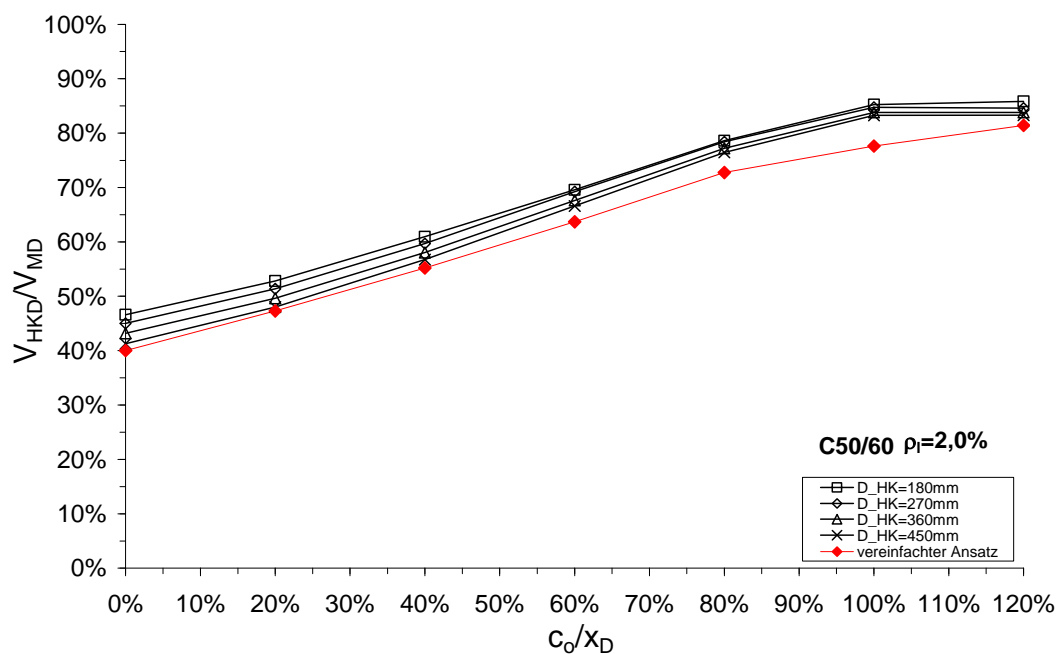
C50/60, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_I=1,0\%$:



C50/60, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_l=1,5$ %:



C50/60, c_o/x_D [0%-120%], $\rho_l=2,0$ %:



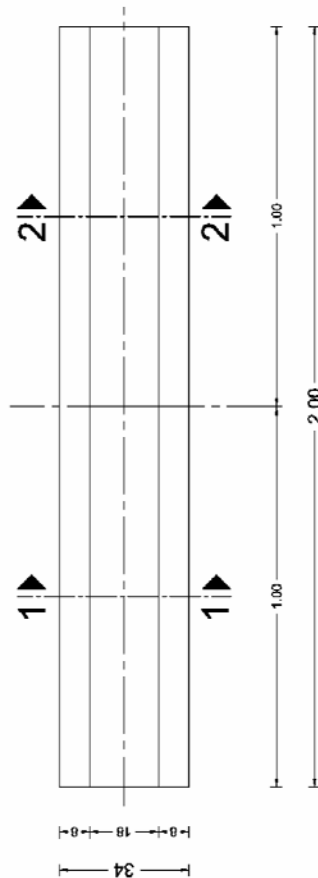
ANHANG C

Zweiachsige Hohlkörperdecken mit Querkraftbewehrung

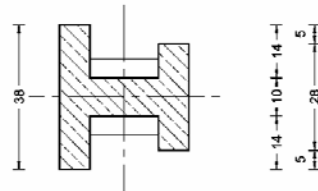
Versuchskörpergeometrie und Abmessungen, D1 und D2

Versuchskörper D 1.1 + D 1.2

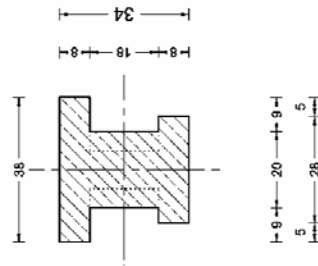
Ansicht



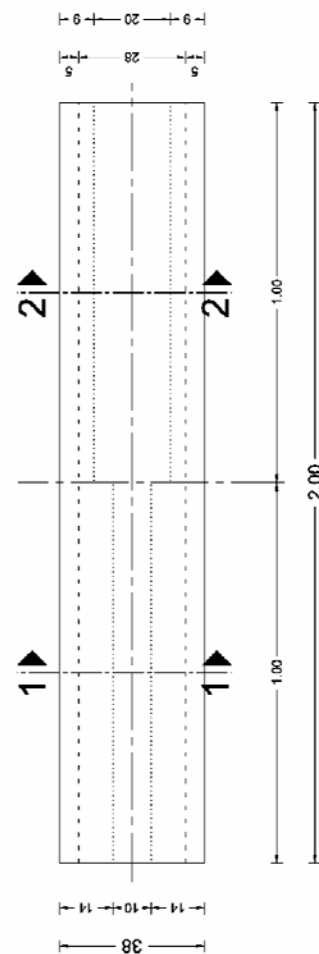
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



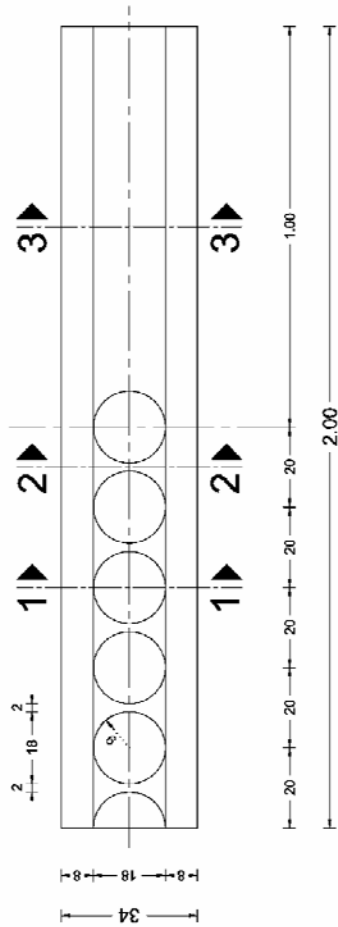
Draufsicht



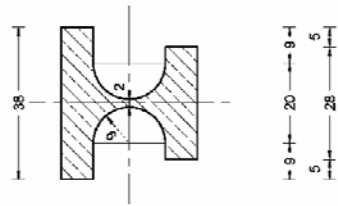
Versuchskörpergeometrie und Abmessungen, D3 und D4

Versuchskörper D 3.1 + D 3.2

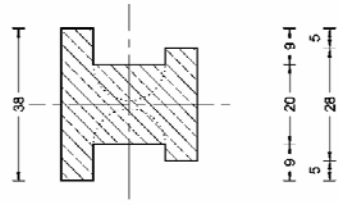
Ansicht



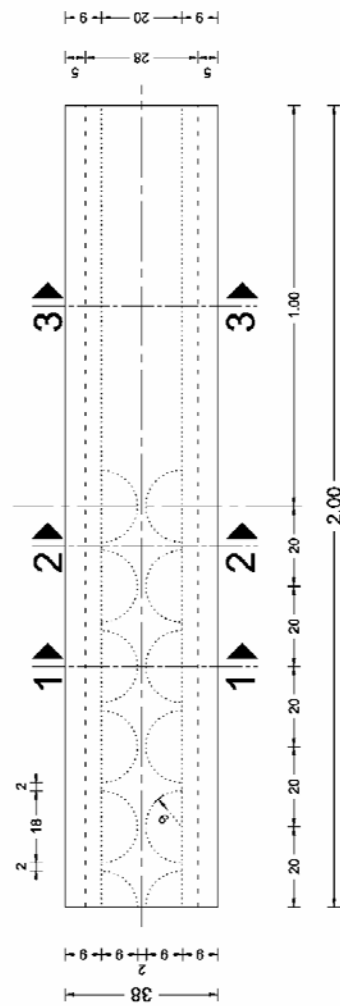
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

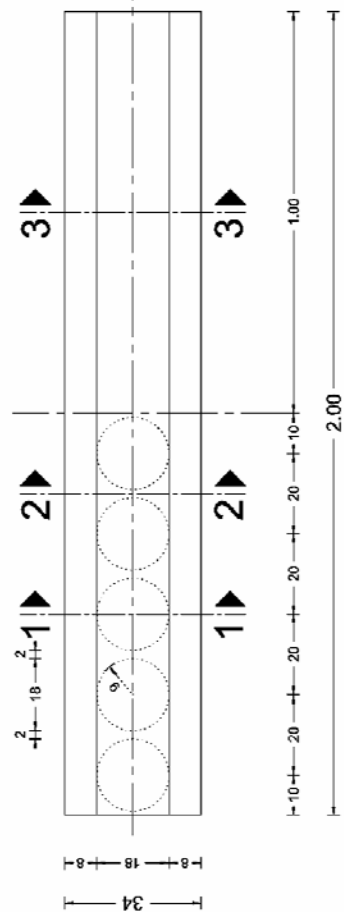


Draufsicht

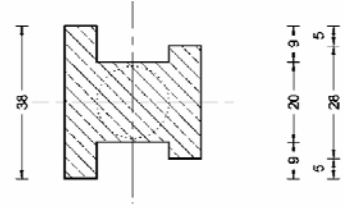


Versuchskörper D 4.1 + D 4.2

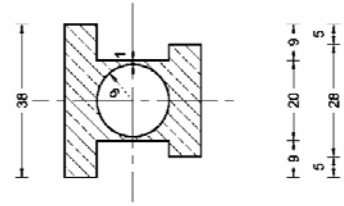
Ansicht



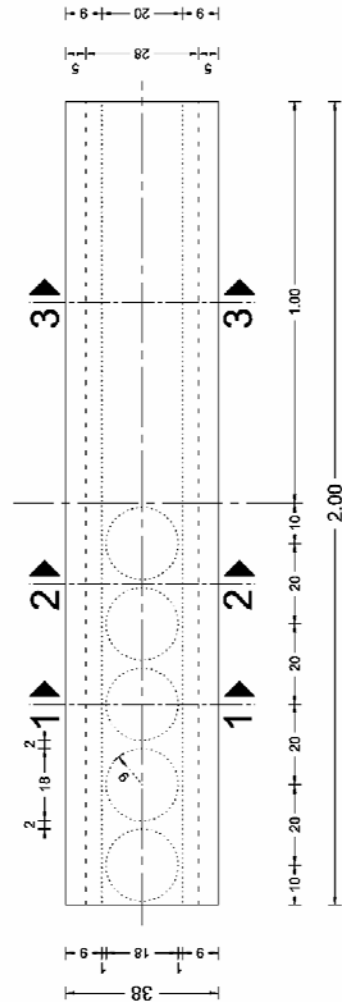
Schnitt 2-2



Schnitt 1-1

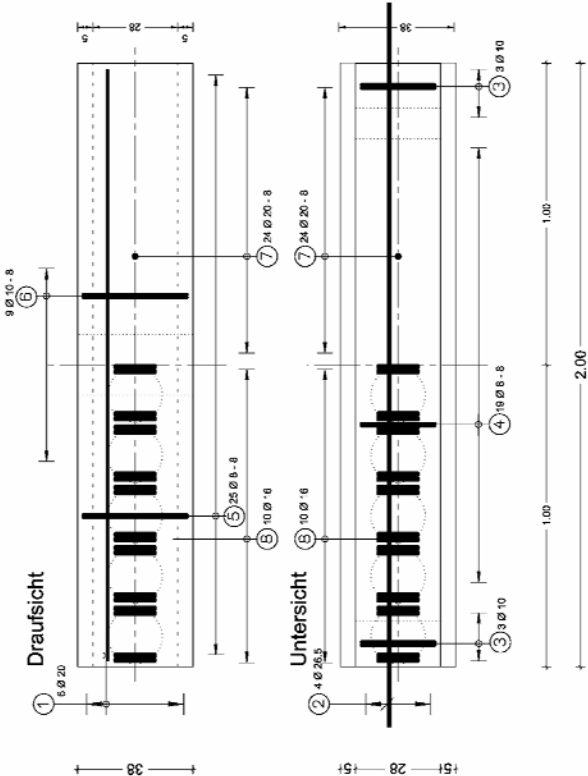
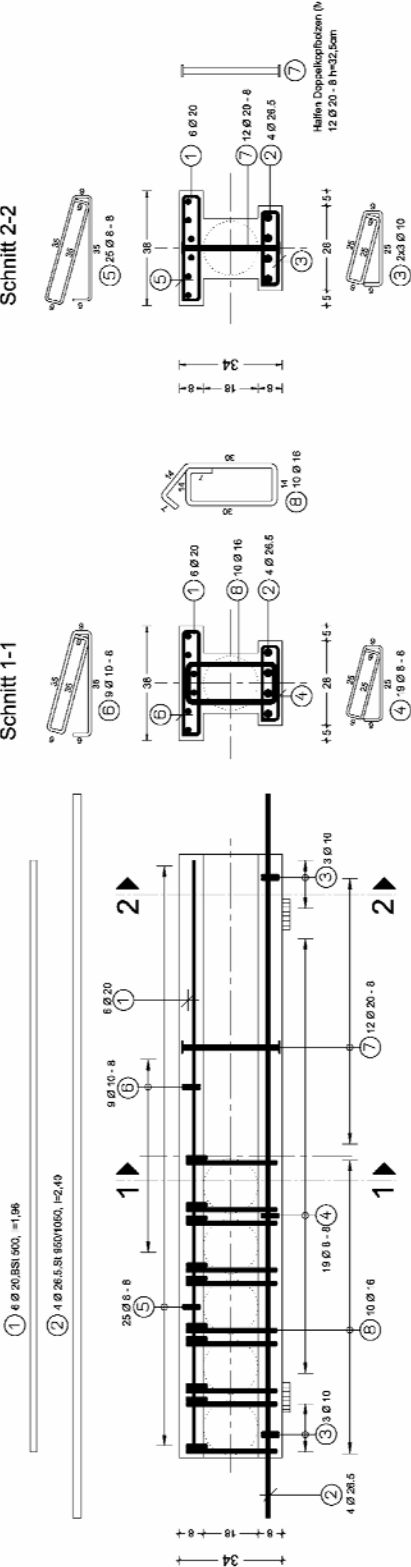


Draufsicht



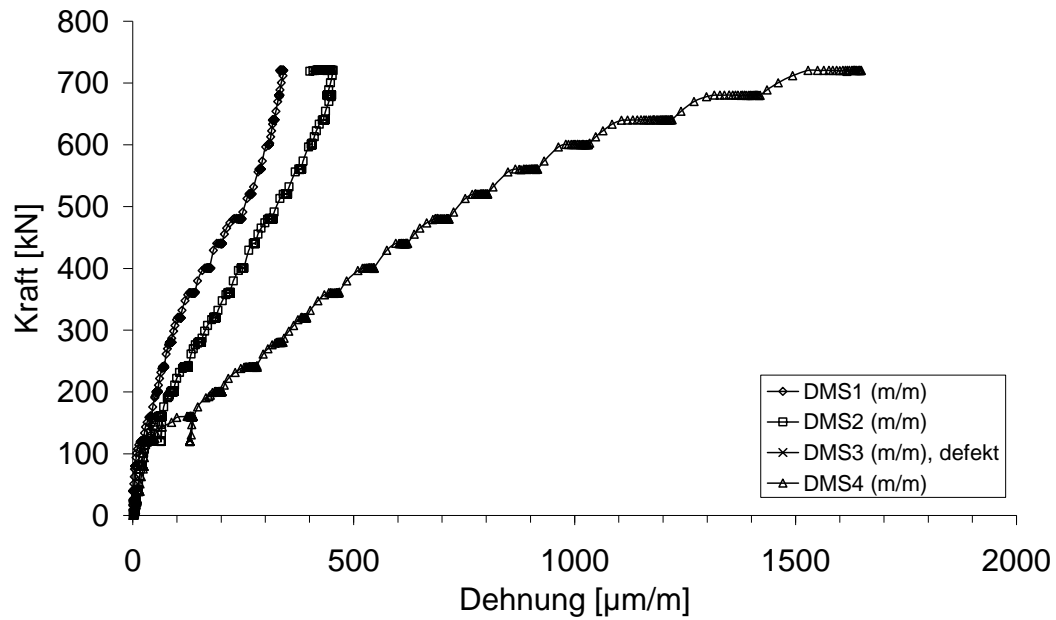
Bewehrung D 4.1/4.2

Ansicht

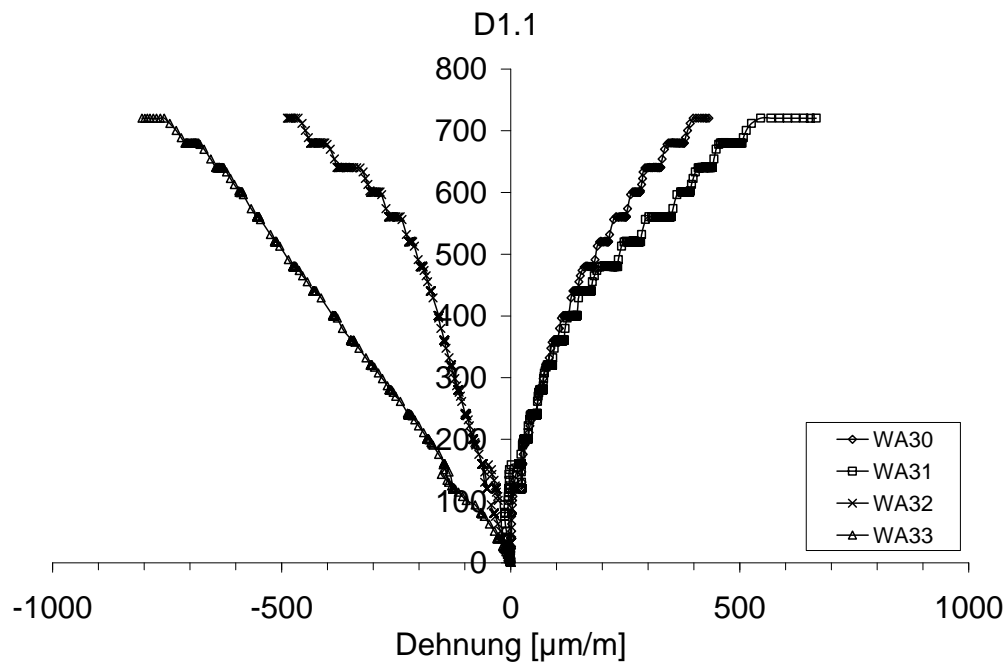


Messergebnisse Versuch D1.1

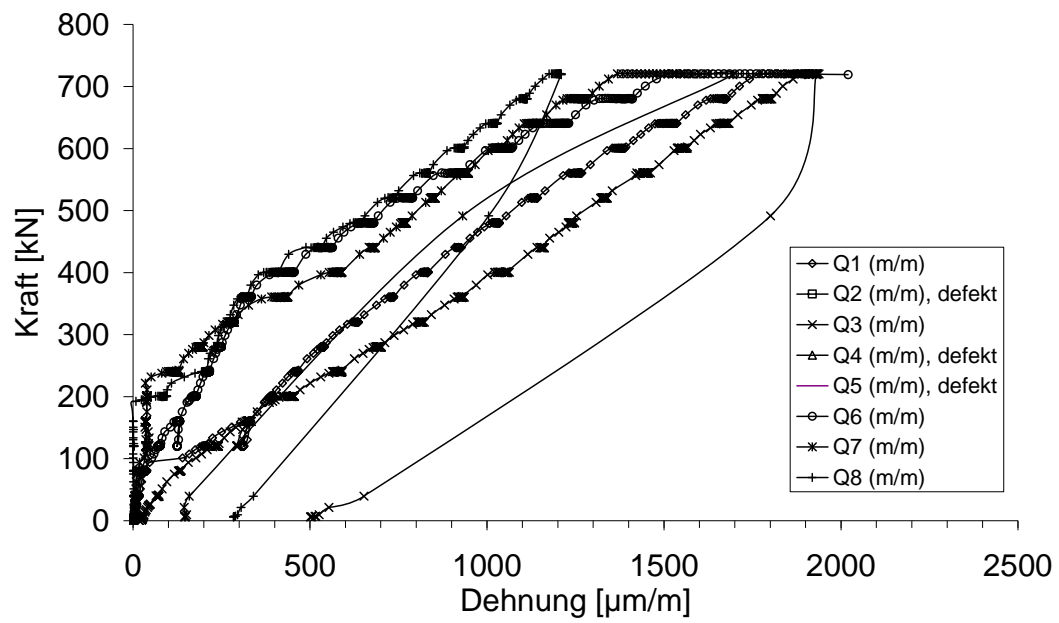
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

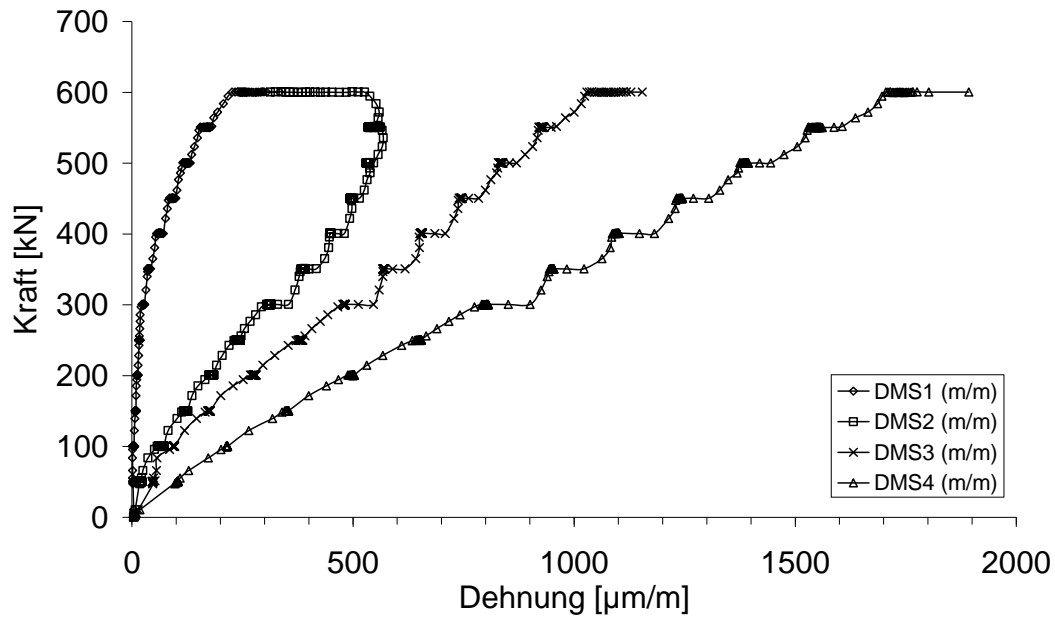


Dehnung der Querkraftbewehrung

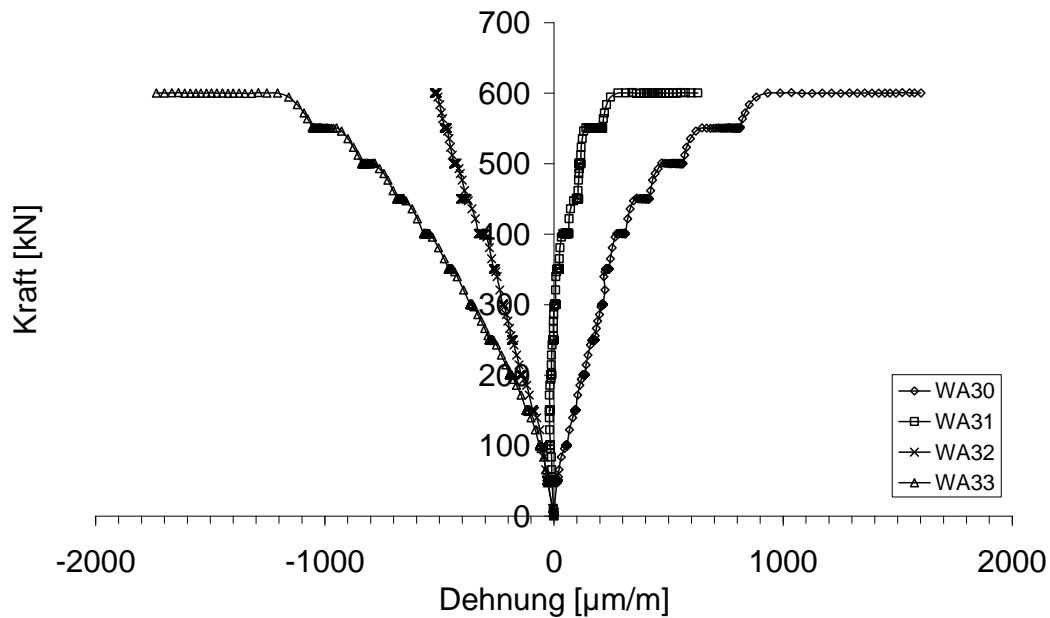


Messergebnisse Versuch D2.1

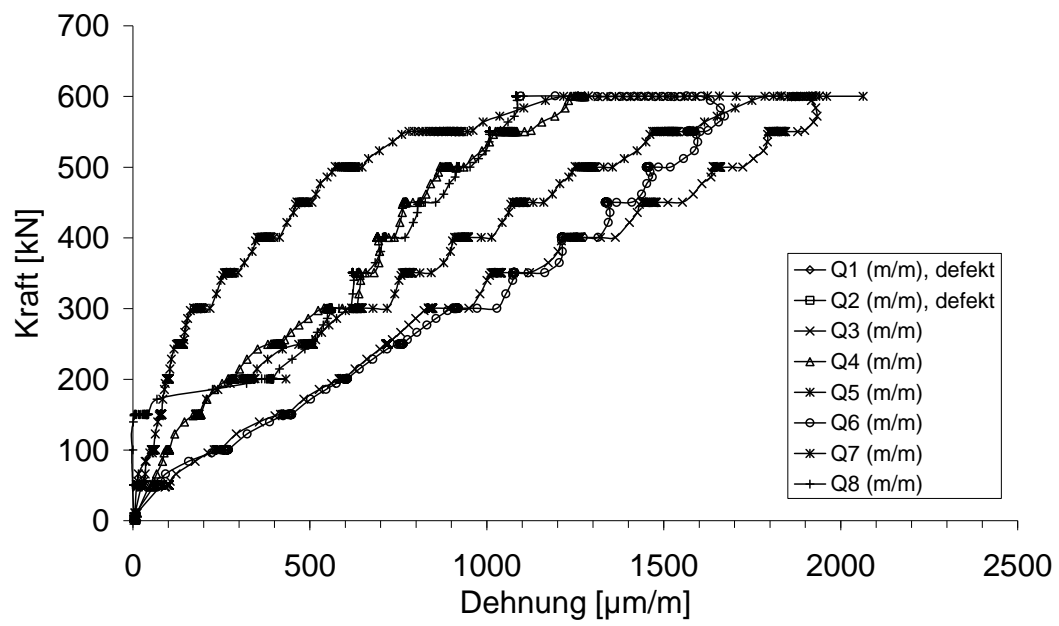
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

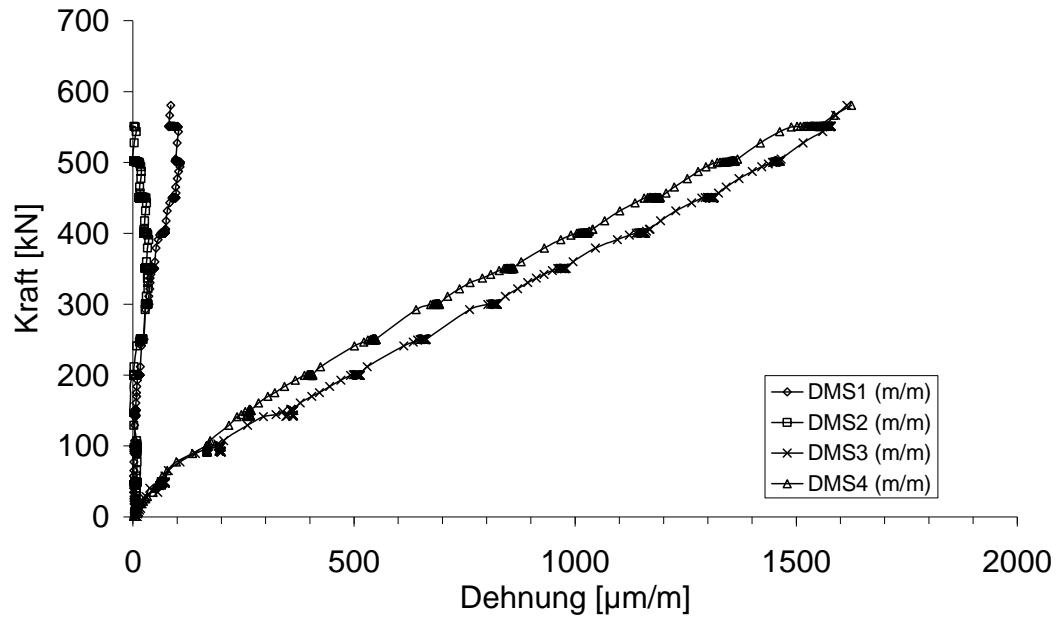


Dehnung der Querkraftbewehrung

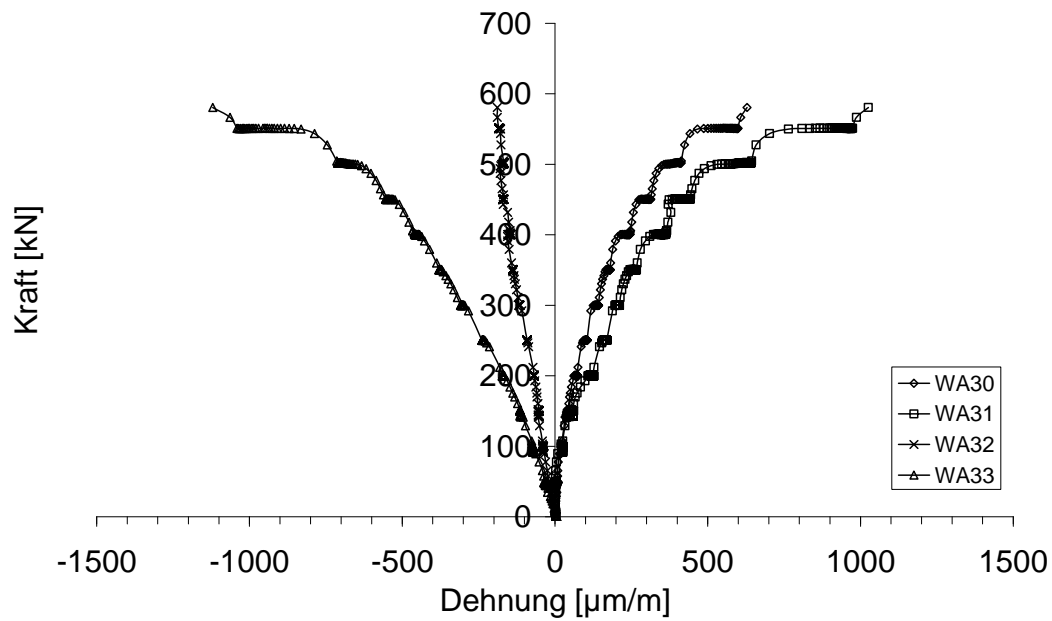


Messergebnisse Versuch D3.1

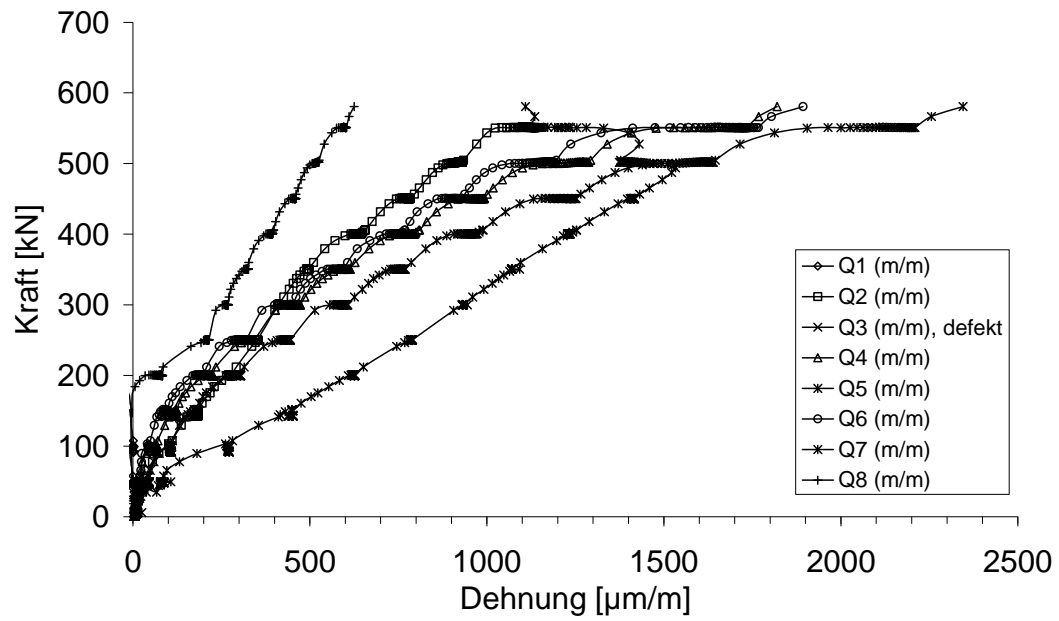
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

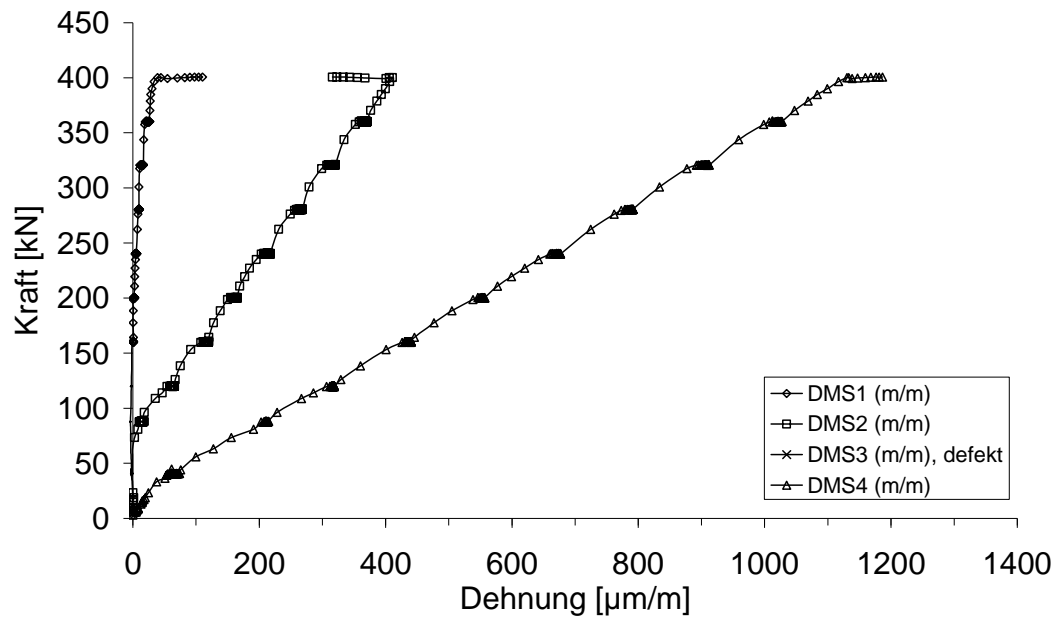


Dehnung der Querkraftbewehrung

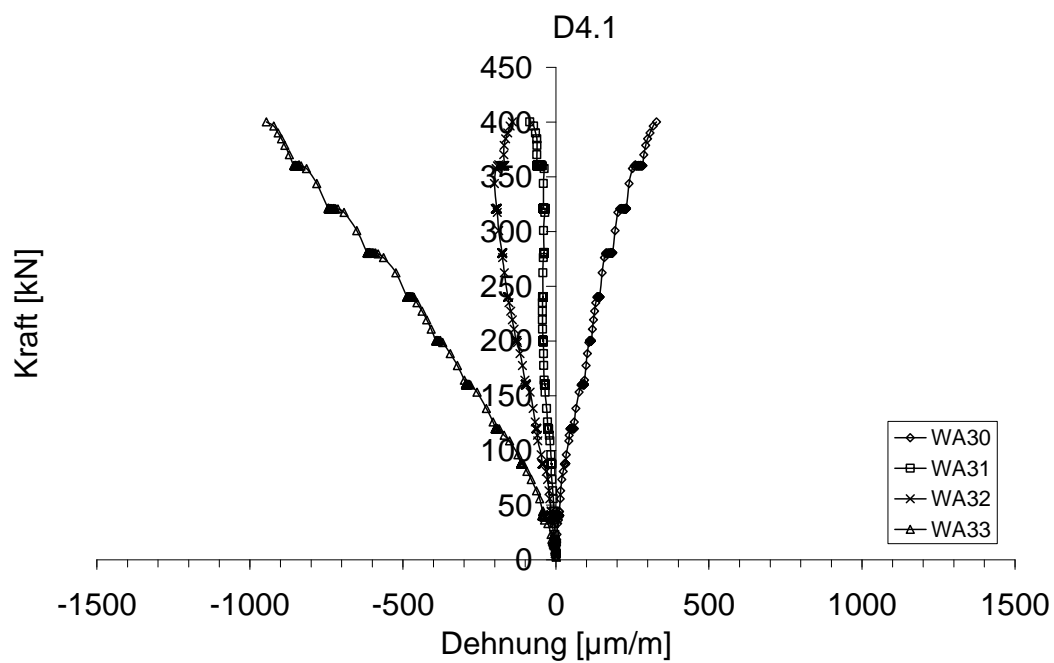


Messergebnisse Versuch D4.1

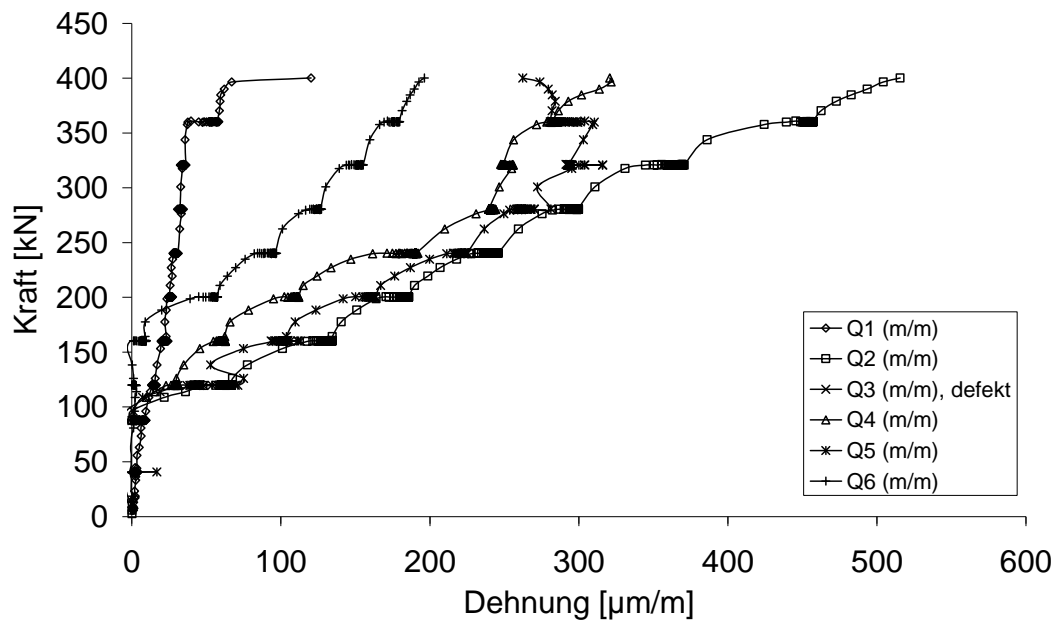
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

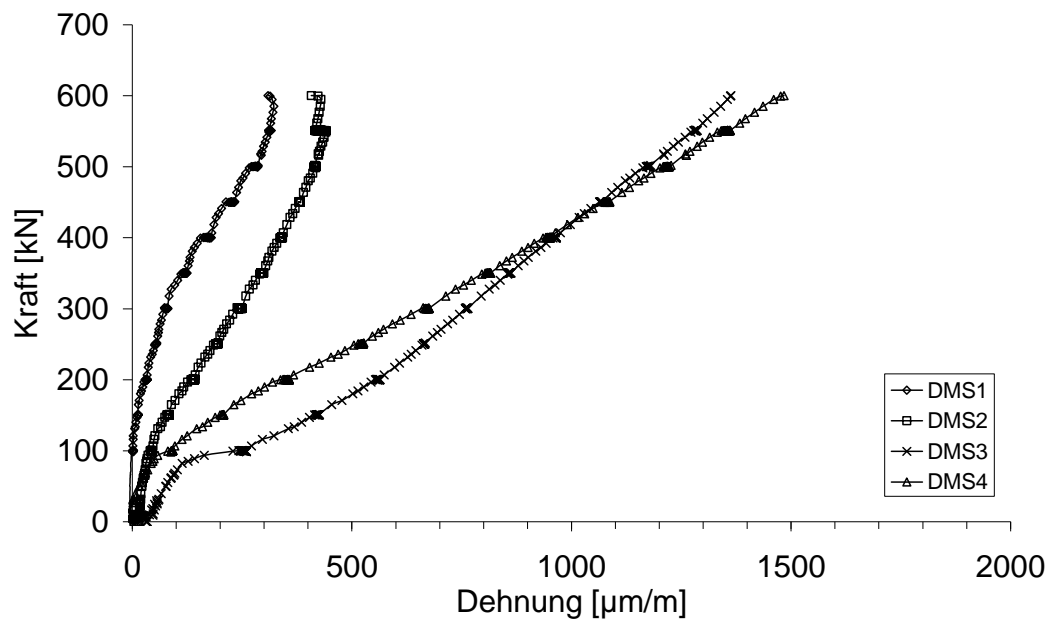


Dehnung der Querkraftbewehrung

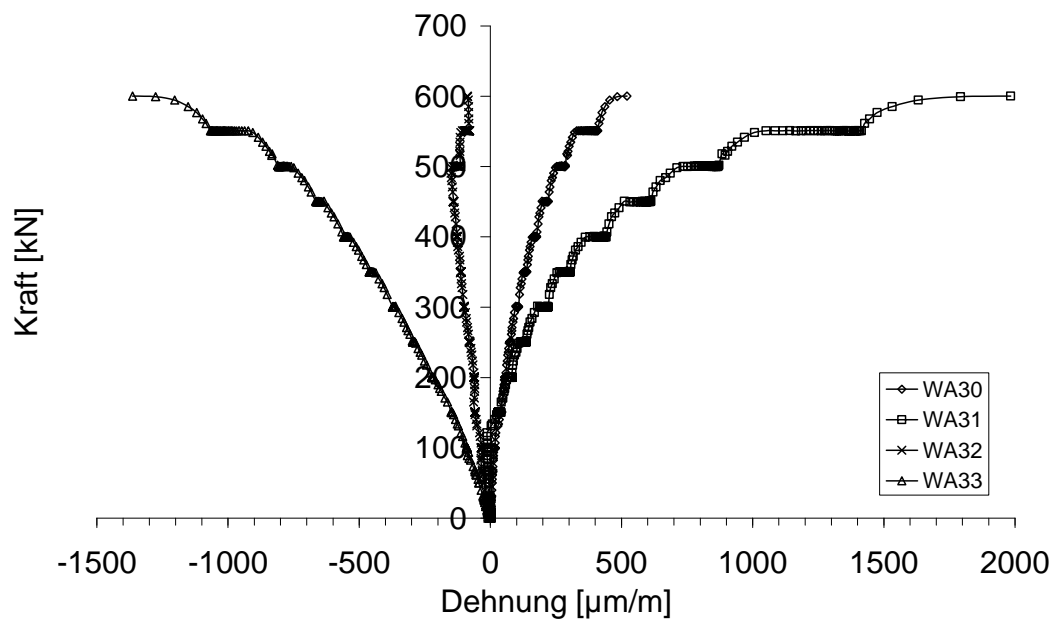


Messergebnisse Versuch D1.2

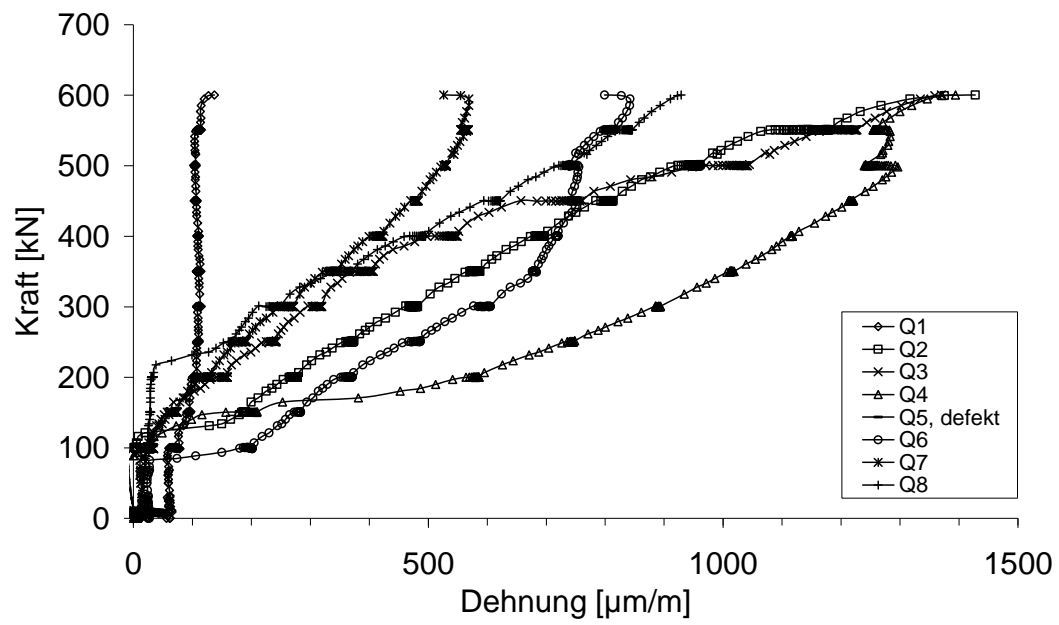
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

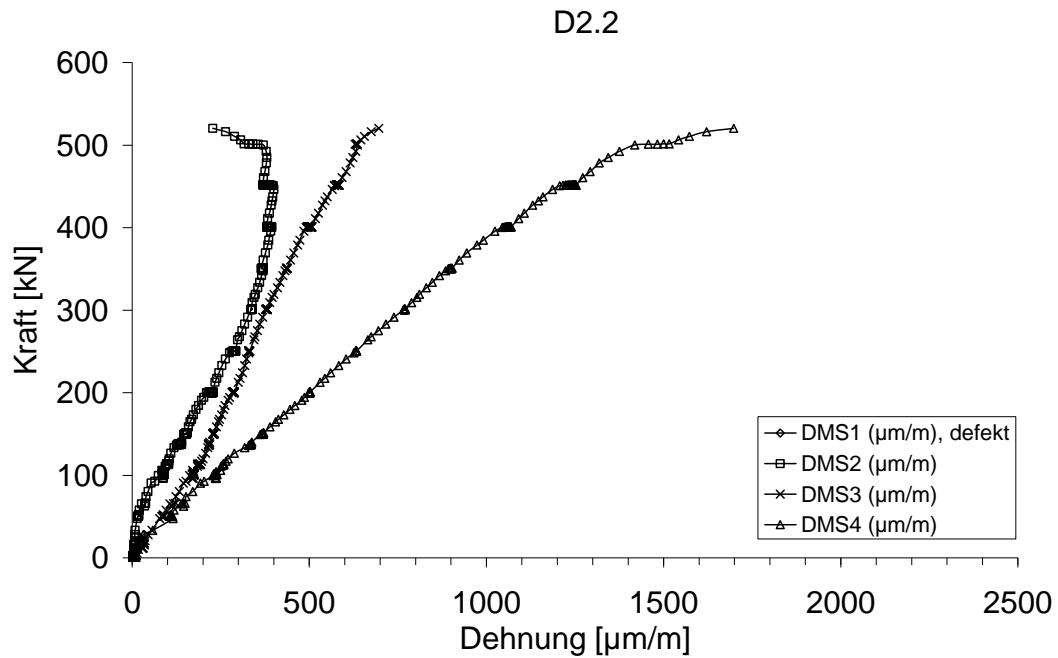


Dehnung der Querkraftbewehrung

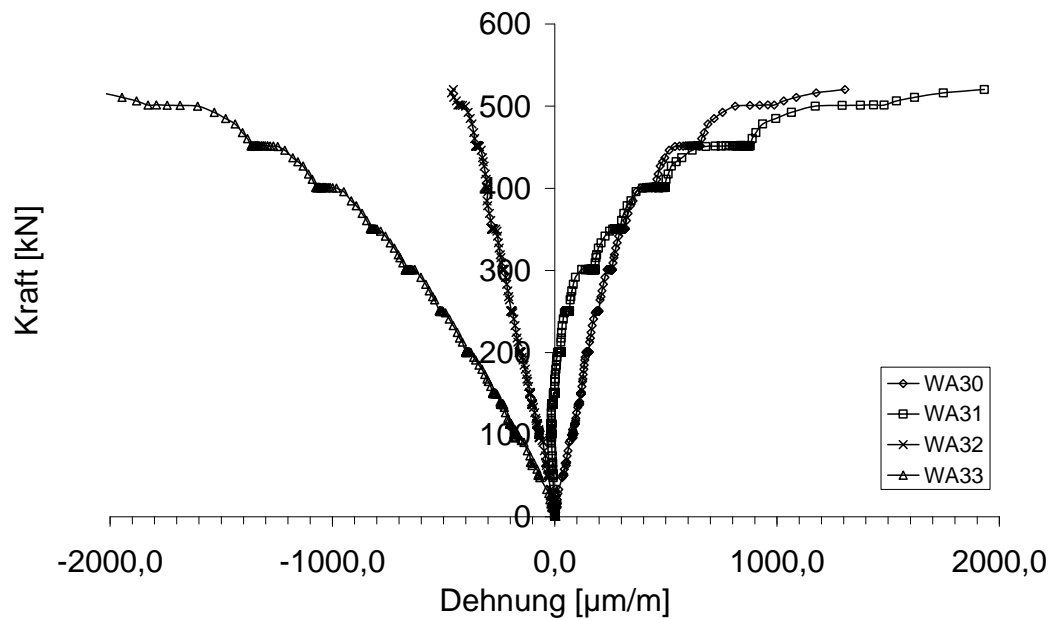


Messergebnisse Versuch D2.2

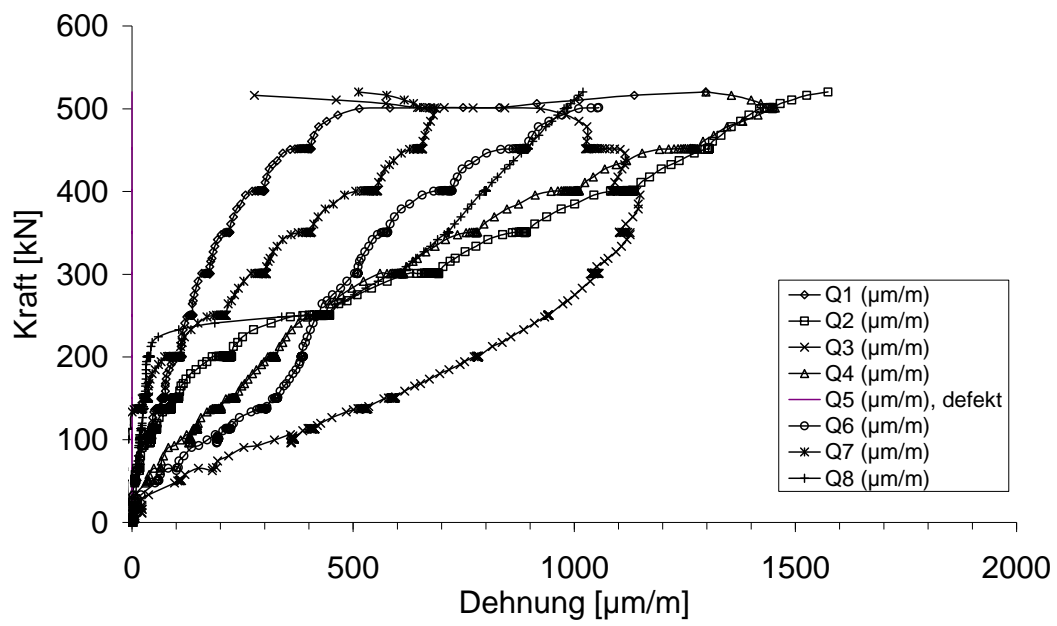
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

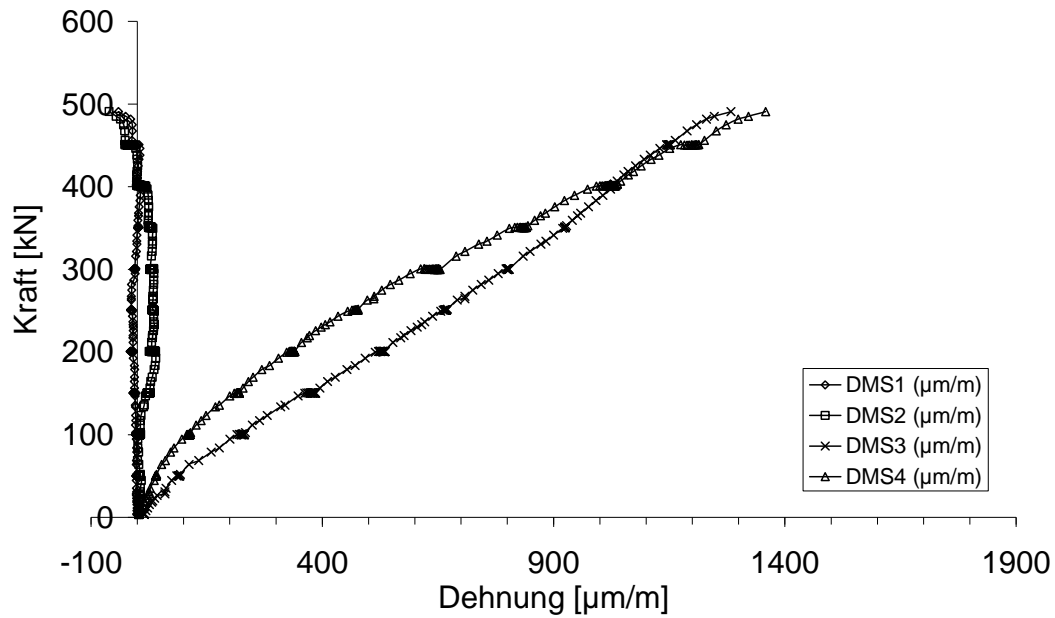


Dehnung der Querkraftbewehrung

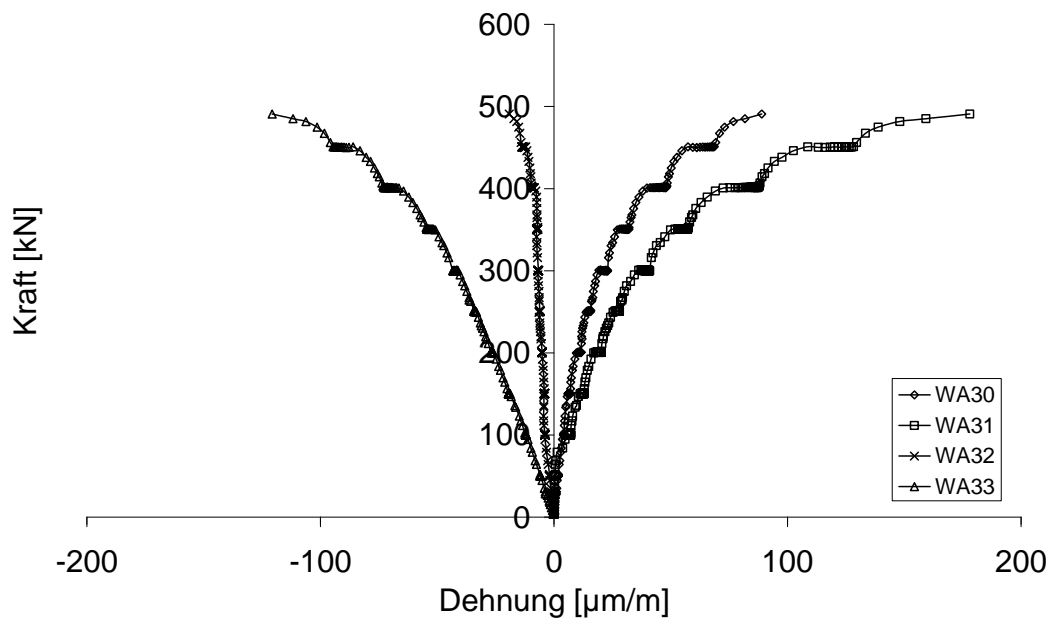


Messergebnisse Versuch D3.2

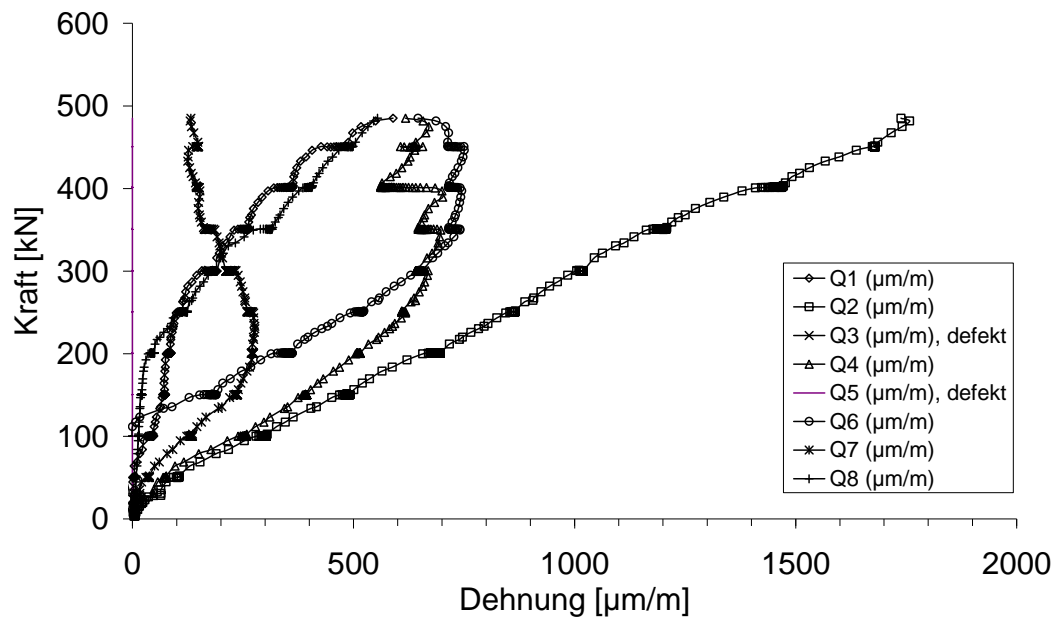
Dehnung der Längsbewehrung



Dehnung an der Obergurt-Oberseite

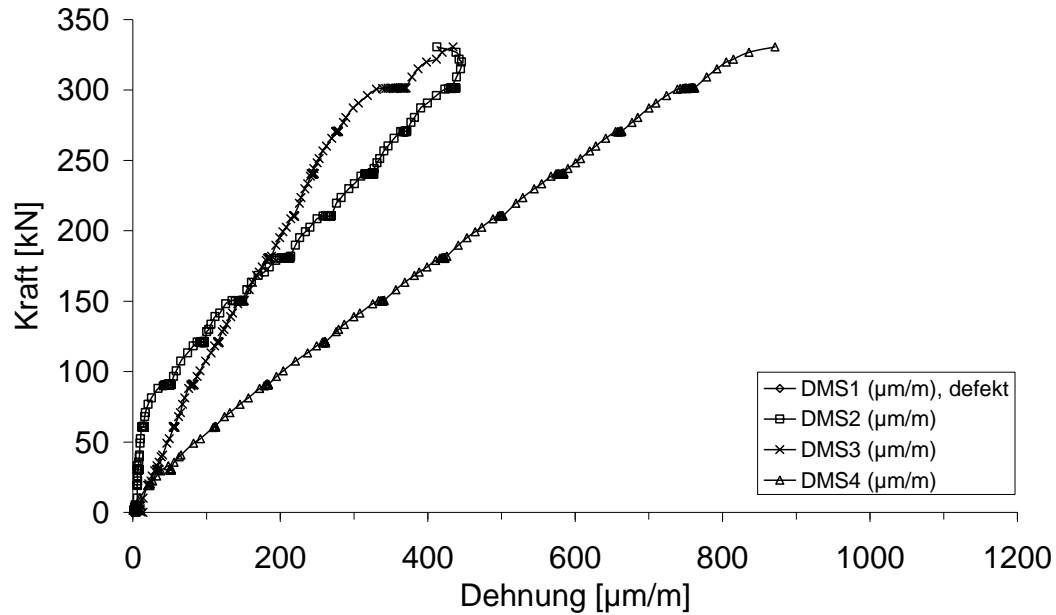


Dehnung der Querkraftbewehrung

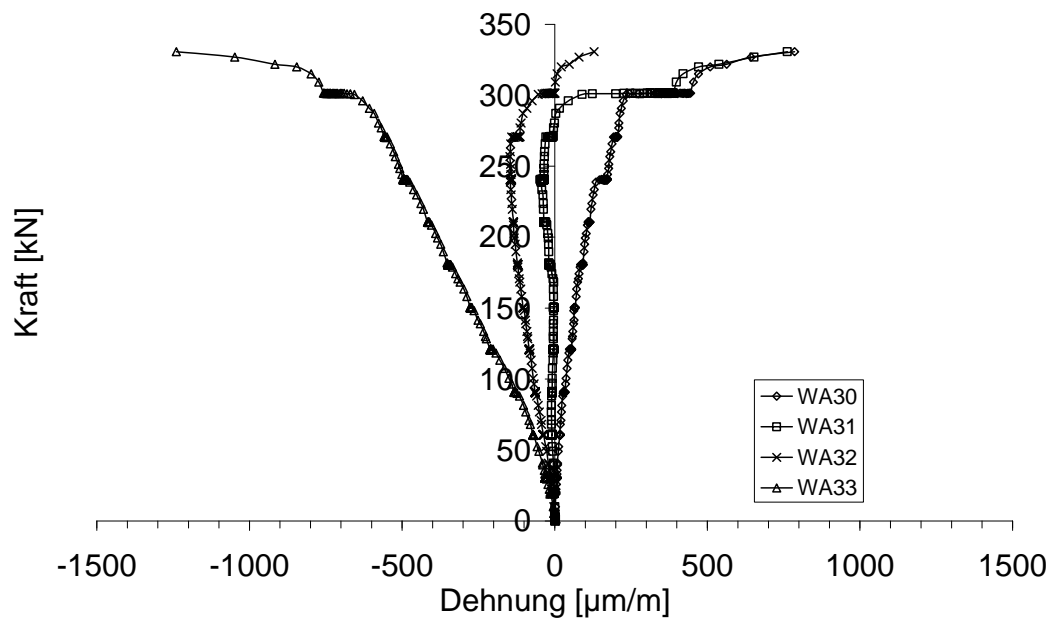


Messergebnisse Versuch D4.2

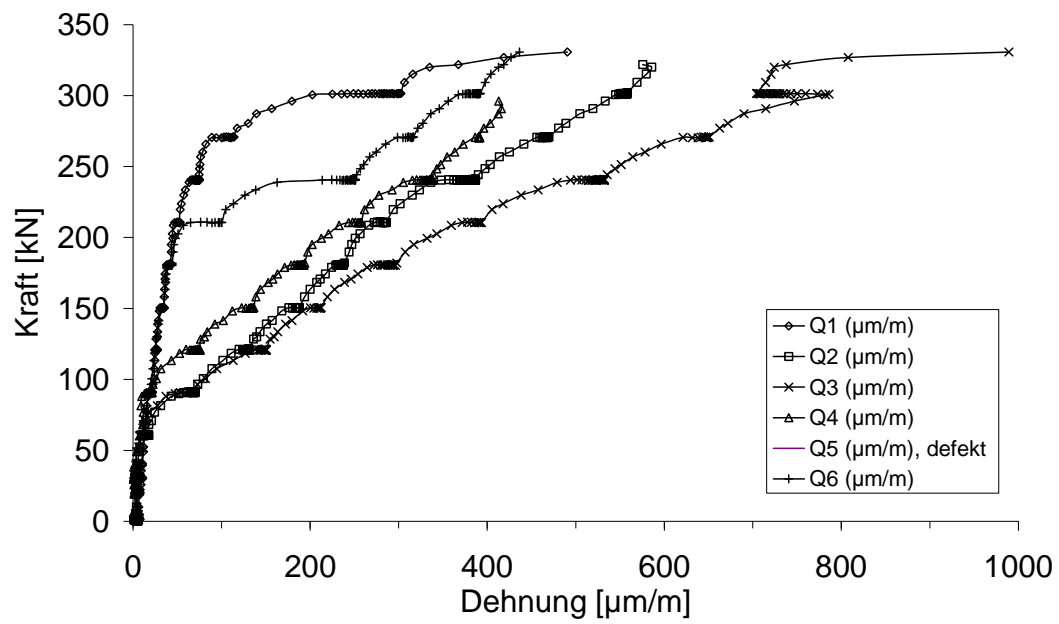
Dehnung der Längsbewehrung

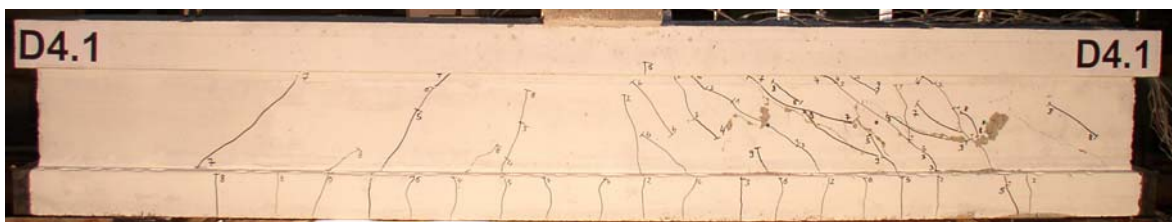
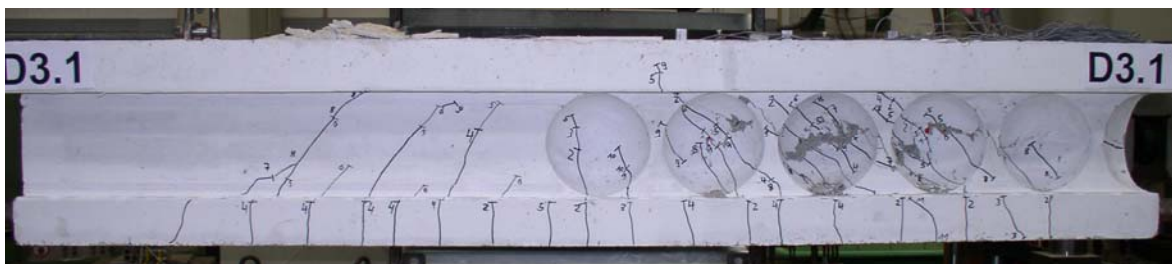
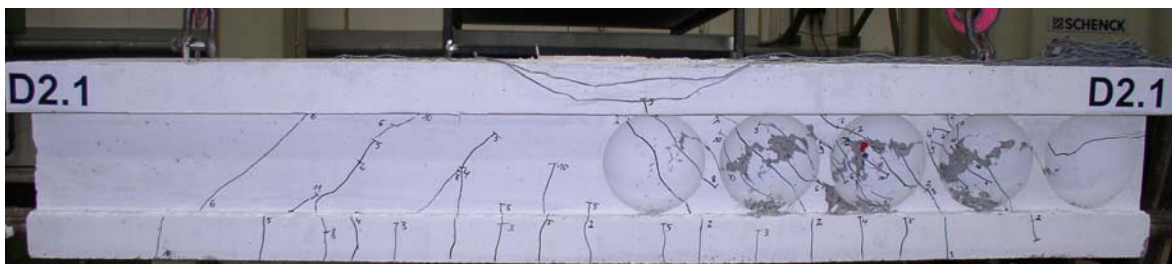
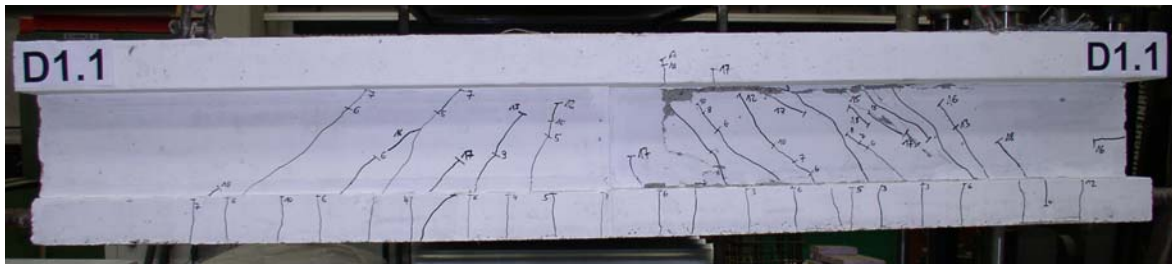


Dehnung an der Obergurt-Oberseite



Dehnung der Querkraftbewehrung



Versagensrissbilder, Serie I

Versagensrissbilder, Serie II